E- 168 f

KAT

HIDROTEHNICA

ORGAN AL ASOCIAȚIEI ȘTIINȚIFICE A INGINERILOR ȘI TEHNICIENILOR DIN R.P.R.

Institut. de Documentare Tehnica
BUCUREȘTI
BIBLIOT. CSFD.T.
VYMENA - WYMIANA
TAUSCH - CMEHA

Országos Műszaki Könyvtár
TULAJDONA

1

ianuarie-februarie

• AMENAJAREA ȘI GOSPODĂRIREA APELOR • AMELIORAȚII • HIDROENERGETI

• CĂI NAVIGABILE ȘI PORTURI • ALIMENTĂRI CU APĂ CANALIZĂRI

1957

ANUL II
1957

HIDROTEHNICA

Nr. 1
ianuarie-februarie

ORGAN AL ASOCIAŢIEI ŞTIINŢIFICE A INGINERILOR ŞI TEHNICIENILOR DIN R. P. R.

COMITETUL DE REDACŢIE

Prof. dr. ing. **C. Mateescu** redactor responsabil, prof. dr. ing. **A. Bărglăzan**, prof. ing. **V. Blidaru**, conf. ing. **J. Boisnard**, conf. ing. **D. Cioc**, conf. ing. **Al. Diaconu**, prof. ing. **I. M. Gheorghiu**, conf. ing. candidat în şt. tehn. **M. Kahan**, ing. **M. Lateş**, prof. ing. **H. Lehr**, conf. ing. **I. Manoliu**, conf. ing. **A. Melzer**, prof. ing. **P. Nicolau**, prof. dr. ing. **D. Pavel**, conf. ing. **R. Prişcu**, conf. ing. **P. Trofin**, ing. **P. Wisner**, ing. **E. Zaharescu**

SUMAR

A. STEOPOE: Despre acţiunea adaosurilor superficial-active asupra proprietăţilor tehnice ale pastelor şi betoanelor de ciment 1

V. MOLDOVAN: Influenţa lignosulfonatului de calciu asupra proprietăţilor pastelor de ciment 4

N. GRECEANU şi I. ŞTEFULESCU: Principiile de amenajare a Deltei Dunări 8

A. MELTZER: Calculul bazinelor de retenţie a apelor de ploaie la canalizări 16

C. HARET: Irigaţiile în R. P. Bulgaria (I) 19

R. AGENT şi I. SCHUBERT: Simplificări şi sistematizări în calculul reţelelor de distribuţie inelare 26

P. GEORGESCU şi ST. ZAREA: Utilizarea izotopilor radioactivi în unele domenii ale hidrotehnicii (II) 32

A. WITTENBERGER: Studiul stabilităţii oscilaţiilor în castelele de echilibru 36

NOTE

D. PAVEL: Hidrocentrul Tsangpo-Tibet 41

DOCUMENTARE 42

CRONICA 47

Clişeul de pe copertă reprezintă Valea Ialomiţei superioare.

СОДЕРЖАНИЕ

А. СТЕОПОЕ: О влиянии поверхностно-активных присадок на технические свойства цементного теста и цементобетонов 1

В. МОЛДОВАН: Влияние лигносульфоната кальция на свойства цементного теста 4

Н. ГРЕЧАНУ и И. ШТЕФУЛЕСКУ: Принципы благоустройства Дунайской дельты 8

А. МЕЛЬЦЕР: Расчет бассейнов для удержания дождевых вод для канализации 16

К. ХАРЕТ: Орошения в НР Болгария 19

Р. АДЖЕНТ и И. ЩУБЕРТ: Упрощение и систематизация расчета кольцевых распределительных сетей 26

П. ДЖЕОРДЖЕСКУ и С. ЗАРЯ: Использование радиоактивных изотопов в некоторых областях гидротехники (II) 32

А. Г. ВИТТЕНБЕРГЕР: Изучение стабильности колебаний в уравнительных башнях . . . 36

ЗАМЕТКИ

Д. ПАВЕЛ: Гидроцентр Тсангно-Тибет 41

ДОКУМЕНТАЦИЯ 42

ХРОНИКА 47

INHALT

A. STEOPOE: Uber die Wirkung der oberflächlich aktiven Beigaben auf die technischen Eigenschaften der Zementpasten und Betone 1

V. MOLDOVAN: Der Einfluss von Kalziumlignosulfonat auf die Eigenschaften der Zementpasten 4

N. GRECEANU u. I. STEFULESCU: Die Prinzipien der Wasserwirtschaftsplanung im Donau-Delta 8

A. MELZER: Uber die Berechnung der Regenrückhaltbecken für Kanalisationen 16

C. HARET: Die Bewässerungen in der Bulgarischen Volksrepublik (I) 19

R. AGENT u. I. SCHUBERT: Vereinfachung und Systematisierung der Berechnung von Verteilungsnetzen im Zirkulationsystem 26

P. GEORGESCU u. ST. ZAREA: Uber die Verwendung von radio-aktiven Isotopen im Wasserbau 32

A. G. WITTENBERGER: Untersuchungen über die Stabilität der Schwingungen in Wasserschlössern 36

BEITRAGE

D. PAVEL: Wasserkraftanlagen am Tsango-Tibet 41

DOKUMENTIERUNG 42

CHRONIK 47

SOMMAIRE

A. STEOPOE : Au sujet de l'action des additions superficiellement actives sur les propriétés techniques des pâtes et des bétons de ciment 1
V. MOLDOVAN : Influence du lignosulfonate de calcium sur les propriétés des pâtes de ciment 4
N. GRECEANU et I. STEFULESCU : Principes d'aménagement du Delta du Danube . . . 8
A. MELZER : Calcul des bassins de retention des eaux pluviales aux canalisations . 16
C. HARET : Les irrigations en la R. P. Bulgarie (I) 19
R. AGENT et I. SCHUBERT: Simplification et systématisation du calcul des réseaux de distribution annulaires. 26
P. GEORGESCU et ST. ZAREA : Utilisation des isotopes radioactifs dans certains domaines hydrotechniques (II) 32
A.G. WITTENBERGER: Etude de la stabilité des oscillations dans les châteaux d'équilibre . . 36

NOTES

D. PAVEL: Aménagement hydroénergétique de Tsangpo-Tibet 41

DOCUMENTATION 42

CHRONIQUE 47

SUMMARY

A. STEOPOE : The influence of superficially active additions upon the technical characteristics of cement grouts and concrete 1

V. MOLDOVAN : The influence of calcium lignosulphonate upon the qualities of cement grouts 4

N. GRECEANU and I. STEFULESCU: The principles of development of the Danube delta 8

A. MELZER: Computation of rainwater mill ponds for canalization 16

C. HARET: Irrigation works in Bulgaria (I) . . 19

R. AGENT and. I. SCHUBERT: Simplifying and systemizing the computation of ring distributions nets 26

P. GEORGESCU and ST. ZAREA: Utilization of radioactive isotopes in hydroengineering (II) 32

A. G. WITTENBERGER: Study of the stability of oscillations in surge tanks 36

CURRENT REVIEWS

D. PAVEL: The hydrocentre Tsangpo in Tibet . 41

CHRONICLE 42

DOCUMENTATION 47

Országos Műszaki Könyvtár
TULAJDONA

REVISTA HIDROTEHNICĂ
*Anul II * Nr. 1 * Ianuarie - Februarie 1957*

Despre acţiunea adaosurilor superficial-active asupra proprietăţilor tehnice ale pastelor şi betoanelor de ciment

Prof. dr. A. Steopoe

Pentru betoanele hidrotehnice se impun două condiţii principale: impermeabilitate şi durabilitate. Dacă betonul nu este impermeabil, se pot exercita asupra lui o serie de acţiuni degradante chimice şi fizice. Acţiunile chimice sînt provocate de apele care filtrează prin masa betonului şi pot fi de natură dizolvantă (cazul apelor lipsite de săruri, sau care conţin substanţe ce pot da cu unii componenţi din cimentul întărit produşi noi, cu solubilitate mai mare), de natură expansivă (cazul apelor ce conţin sulfaţi solubili), sau de pierdere treptată a rigidităţii, producîndu-se compuşi noi geliformi, fără aptitudine de întărire (cazul apelor cu săruri de magneziu). Degradările pe cale fizică pot fi produse de cristalizarea sărurilor dizolvate în apele de infiltraţie (în cazul cînd acestea cristalizează cu multă apă de cristalizare), prin acţiunea simultană a apei şi a temperaturilor negative, sau prin acţiunea repetată a umezirii şi uscării alternative.

Distrugerea betonului prin acţiunea simultană a apei şi a temperaturilor negative se face treptat, de la suprafaţă spre interior, din următoarele motive: în betonul saturat cu apă, îngheţarea se produce în primele momente, în straturile superficiale, în care se formează mici lentile de gheaţă. Acestea continuă să crească chiar dacă temperatura negativă iniţială nu mai scade, deoarece tensiunea vaporilor de apă ai gheţii este mult mai mică decît aceea a vaporilor apei lichide. Din cauza acestei deosebiri se va produce un flux de vapori dinspre apa neîngheţată din straturile mai profunde ale betonului spre lentilele de gheaţă din straturile periferice, astfel încît acestea vor continua să crească. Presiunea exercitată de creşterea lentilelor de gheaţă ajunge la un moment dat atît de mare, încît depăşeşte coeziunea materialului întărit, producîndu-se desprinderea stratului de material aflat în exteriorul lentilelor. După ce s-a produs prima exfoliere, fenomenul se repetă, progresînd în adîncimea betonului.

Faptul că apa poate pătrunde în masa betonului şi poate forma lentile de gheaţă la temperaturi negative este legat de natura betoanelor obişnuite, executate cu cimenturi simple sau amestecate. Un beton obişnuit este format din amestecul de agregate, în ale cărui goluri se găseşte o suspensie apoasă, formată din ciment şi finul agregatelor, de o consistenţă mult mai fluidă decît o pastă de consistenţă normală, din cauza raportului apă : ciment mărit. Asemenea suspensii au o tendinţă pronunţată de sedimentare, separînd la suprafaţă un strat de apă liberă. Aceasta va forma pungi de apă pe faţa inferioară a granulelor agregatului, sau va migra spre suprafaţa betonului, formînd canale capilare deschise, de diametru mare. În felul acesta ia naştere un sistem de canale şi goluri, care vatămă etanşeitatea betonului.

Acţiunea alternativă a umezirii şi a uscării se exercită asupra produselor de hidratare ale cimentului. Se ştie că prin hidratarea şi hidroliza componenţilor mineralogici ai clincherului de ciment se formează un sistem complex de geluri, pe de o parte aderente la granulele de agregat, iar pe de altă parte legate de granulele de ciment încă incomplet hidratate, cît şi de neoformaţiunile cristaline, ambele feluri de produse arătate fiind incluse în masa gelurilor. Acestea se caracterizează prin variaţii de volum reversibile, în funcţie de schimbarea de umiditate a mediului înconjurător, dar şi prin faptul că reducerea lor de volum nu compensează complet volumul de apă pierdut în timpul uscării, ci este ceva mai mică. De aici rezultă că, în cazul uscării, în masa gelurilor se vor forma microfisuri, atît din cauza reducerii de volum mai mică decît volumul de apă evaporată, cît şi din aceea că schimbările de volum ale gelurilor sînt stînjenite în mişcarea lor prin faptul că au aderat de granulele de agregat, iar în masa lor sînt incluse particule solide rigide. La repetarea reumezirii şi a uscării, sistemul de microfisuri se accentuează, producîndu-se un fenomen de oboseală.

Din cele expuse mai sus rezultă că în betonul obişnuit pot exista două sisteme de goluri: unul format din golurile de sub granulele de agregat şi de canalele capilare de diametru mare şi deschise, iar altul, format din microfisurile din masa gelurilor.

Primul sistem de goluri poate fi redus la un minim, care să asigure o etanşeitate mulţumitoare a betonului, prin una din următoarele metode: a) o compoziţie raţională a amestecului de beton, agregatul avînd o granulozitate bună şi un dozaj îndestulător de ciment; b) o compactizare mecanică energică la punerea în lucrare (vibrare sau vacuumare, în acest din urmă caz realizîndu-se numai compactizarea stratului superficial); c) împiedicarea sedimentării suspensiei de ciment prin adaos de roci măcinate, prin mărirea fineţei cimentului sau prin adaosuri superficial active.

Într-un articol anterior am arătat ce influenţă pot exercita adaosurile de roci măcinate asupra suspensiilor şi pastelor de ciment [1], aşa că nu revenim asupra celor arătate. Totuşi, este cazul să accentuăm că nu toate adaosurile de pulberi minerale produc o stabilizare a suspensiei de ciment în apă, cînd sînt luate în cantităţi moderate, spre a nu vătăma caracteristicile mecanice ale cimentului întărit. Acesta este adesea cazul nisipului silicios şi al zgurilor acide negranulate. Dacă se iau în cantitate mai mare, atunci acţiunea lor este vătămătoare. După cum a arătat prof. V. V. Stolnikov, deşi prin adaosuri mari de roci măcinate se reduce tendinţa de sedimentare a cimentului şi, deci, se împiedică formarea sistemului de canale capilare mari şi goluri, în masa cimentului întărit se provoacă o amplificare accentuată a sistemului de microfisuri, care nu fac altceva decît reduc şi mai mult durabilitatea şi caracteristicile mecanice ale betonului [2]. Formarea în acest caz a microfisurilor se datoreşte faptului că granulele de rocă măcinate sînt adesea hidrofile, iar pe de altă parte n-au totdeauna afinitate fizicochimică cu neoformaţiunile rezultate din hidratarea şi hidroliza componenţilor mineralogici ai clincherului. Din aceste cauze, ele vor fi acoperite cu o peliculă foarte subţire de apă adsorbită, care formează un strat izolator, iar mai tîrziu, cînd această apă dispare prin evaporare sau prin fenomenul de sugere interioară, provocat de hidratarea în continuare a granulelor de clincher, în locul peliculelor de apă vor rămîne microfisuri.

Măcinarea fină a cimentului, deşi este favorabilă pentru reducerea tendinţei de sedimentare a amestecurilor sale cu apa, este totuşi dezavantajoasă din alt punct de vedere, care interesează în primul rînd construcţiile hidrotehnice masive, şi anume degajarea de căldură. Prin măcinare fină, reacţia cimentului cu apa şi deci degajarea de căldură este accelerată, ceea ce va produce naşterea de timpuriu a eforturilor mari în masa betonului, adică tocmai într-o perioadă în care rezistenţele mecanice nu sînt destul de ridicate spre a putea prelua aceste eforturi. Urmarea va fi tendinţa pronunţată de fisurare şi chiar de crăpare a blocurilor masive de beton cu asemenea cimenturi fin măcinate.

Folosirea adaosurilor superficial active este metoda cea mai nouă de a influenţa în mod favorabil structura cimentului întărit şi, prin aceasta, de a da betonului anumite caracteristici, care să-i îmbunătăţească durabilitatea. Din această categorie fac parte o serie de substanţe organice, caracterizate prin prezenţa în molecula lor a uneia sau a mai multor grupe polare, deci hidrofile. Acestea au fost numite, pe scurt, *aditivi organici*, iar tipurile de aditivi au fost descrise într-un alt articol [3]. În referatul de faţă se va trata numai despre aditivii care se introduc la amestecarea betonului şi au ca scop schimbarea structurii cimentului întărit spre a îmbunătăţii proprietăţile tehnice ale betoanelor. Din acest punct de vedere sînt importante două grupe principale de aditivi: plastifianţii şi microspumanţii.

Plastifianţii sînt substanţe organice cu molecule mari, în care sînt cuprinse mai multe grupe polare hidrofile. După cercetările executate de acad. P. A. Rebinder, acţiunea lor se manifestă mai ales la interfaţa solid-lichid şi are ca urmare o dublă peptizare: fizică şi chimică. Peptizarea fizică este provocată de pătrunderea aditivului în microfisurile granulelor de clincher; prin caracterul lor hidrofil, aceste substanţe îşi măresc mult volumul, producînd în interiorul microfisurilor presiuni atît de mari, încît granula de clincher este pulverizată în particule şi mai mici. Peptizarea chimică se datoreşte adsorbţiei aditivului pe suprafaţa granulelor de clincher, în urma căreia se formează o peliculă groasă de produse bogat hidratate. Prin aceasta se împiedică tendinţa pronunţată a cimentului de a flocula, dînd sedimente voluminoase, caracterizate prin viscozitate, tixotropie şi printr-o cantitate relativ ridicată de apă oclusă în masa lor. Împiedicîndu-se flocularea, granulele de clincher rămîn mobile una faţă de alta, viscozitatea sistemului se micşorează, iar cantitatea de apă oclusă se reduce. În urma acestui proces, lucrabilitatea betonului se îmbunătăţeşte, şi dacă se reduce raportul apă: ciment în mod corespunzător, rezistenţele mecanice pot fi uşor îmbunătăţite.

Un produs plastifiant mult folosit în diferite ţări se obţine din prelucrarea leşiilor sulfitice rămase de la fabricarea celulozei. Din acestea, după îndepărtarea prin fermentare a zaharurilor, care au influenţe negative asupra prizei şi întăririi cimenturilor, se separă sărurile de calciu ale acizilor lignosulfonici. Întrebuinţarea lignosulfonaţilor de calciu făcută cu o deosebită atenţie în ceea ce priveşte dozarea lor în raport cu cantitatea de ciment din amestecul de beton a dat rezultate bune. De îndată ce se depăşeşte un anumit dozaj maxim, întărirea cimentului în beton este foarte mult întîrziată sau chiar anulată. Astfel este foarte semnificativ cazul citat de prof. S. V. Sestopiorov (Moscova) care a arătat la Conferinţa Internaţională de Hidrobeton (Praga, 1955) că un beton cu un adaos nepotrivit de lignosulfonaţi de calciu încă nu se întărise după 400 zile de păstrare [4]. De asemenea, în articolul ce urmează, asistentul ing. V. Moldovan a găsit în cadrul cercetărilor făcute în laboratorul de materiale de construcţii (Institutul de Construcţii, Bucureşti) că depăşirea unei limite destul de reduse a adaosului de acest plastifiant, prelungeşte priza cimenturilor la mai multe zeci de ore.

Această acţiune întîrzietoare credem că se poate atribui tot efectului hidrofilizant exercitat de plastifiant asupra neoformaţiunilor geliforme din pasta de ciment aflată în curs de hidratare. Se ştie că întărirea iniţială a unei paste de ciment este un fenomen fizic complex, provocat şi de deshidratarea gelurilor din cauza sugerii interioare a granulelor de ciment aflate în curs de hidratare şi ocluse în masa de geluri. Dacă în acest sistem intervine o cantitate mai mare de aditivi plastifianţi, acţiunea lor hidrofilizantă se va manifesta şi asupra gelurilor, stînjenind sau chiar împiedicînd deshidratarea lor prin fenomenul de sugere interioară şi prin aceasta întîrziind priza şi întărirea cimentului.

Acţiunea plastifianţilor asupra caracteristicilor betoanelor este limitată. Ea asigură în special o îmbunătăţire a lucrabilităţii betonului şi permite o uşoară reducere a dozajului în ciment. În privinţa durabilităţii, acţiunea favorabilă se manifestă tot numai prin îmbunătăţirea lucrabilităţii şi, deci, a uşurării compactizării. Uneori acţiunea plastifianţilor este însoţită şi de un slab efect microspumant, care însă este caracteristic celui de al doilea tip de aditivi organici.

Microspumanţii sînt substanţe organice cu molecule alungite, avînd un capăt polar, deci hidrofil, şi capătul opus nepolar (hidrofob). Acţiunea lor se manifestă la interfaţa lichid-gaz şi are ca urmare formarea în pasta plastică a liantului a unui sistem de micropori legaţi între ei prin canale capilare extrem de fine. După cercetările electronomicroscopice executate de prof. dr. V. V. Stolnikov, diametrul acestor canale capilare este de cel mult 7 μ, iar al microporilor, de cel mult 250 μ, astfel încît în masa cimentului întărit apare un sistem de capilare fine, întrerupte din loc în loc de micropori cu un diametru care este de aproximativ de zece ori mai mare, după cum se arată în fig. 1.

În amestecul de beton neîntărit, prezenţa microporilor joacă rolul unor microagregate elastice, care îmbunătăţesc lucrabilitatea amestecului. Prin aceasta se permite, fie reducerea dozajului, păstrînd raportul apă : ciment constant, fie reducerea raportului apă : ciment, păstrînd dozajul constant şi, în acest caz, se realizează o sporire a rezistenţelor mecanice. În acelaşi timp se reduce tendinţa de formare a sistemului de capilare mari şi de goluri pe faţa inferioară a granulelor de agregat.

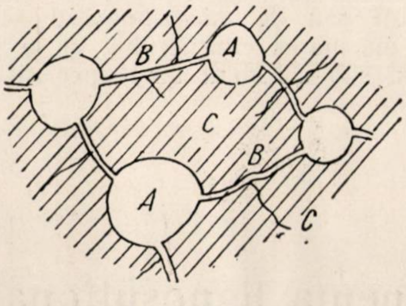


Fig. 1. Microstructura cimentului întărit cu adaos de microspumanţi.

În betonul întărit, crearea sistemului de capilare fine şi micropori arătat în fig. 1 are ca primă urmare mărirea impermeabilităţii betonului. Cu cît capilarele sînt mai fine, cu atît este necesar ca presiunea apei să fie mai ridicată, pentru ca apa să poată circula prin ele. După calculele făcute de prof. V. V. Stolnikov, suprapresiunea apei necesară pentru circularea sa prin capilare de diverse diametre este următoarea:

Diametrul capilarului (μ):	1	3	6	10	30
Suprapresiunea apei (at):	3	1	0,5	0,3	0,1

Aceste date sînt valabile în cazul unei structuri statice. În cimentul întărit, neoformaţiunile geliforme se comportă reversibil la acţiunea apei, aşa că la reumezire, ele se umflă din nou şi reduc şi mai mult diametrul capilarelor. Pe de altă parte, diametrul redus al capilarelor favorizează foarte mult colmatarea lor de către particulele de suspensii mecanice din apa de infiltraţie.

Urmarea directă a acestei reduceri de permeabilitate a betonului este mărirea rezistenţei sale la acţiunea îngheţului repetat şi a rezistenţei chimice la acţiunea apelor agresive.

Ca aditivi microspumanţi se folosesc tot felul de substanţe cu caracter de săpun, aşa cum sînt săpunurile obişnuite, răşinile neutralizate şi gudroanele de asemenea neutralizate, toate fiind solubile în apă. Dozarea lor trebuie să se facă cu multă atenţie şi sub control permanent pentru ca să nu se ocludă mai mult de 5% aer, în caz contrar rezistenţele mecanice fiind foarte mult reduse. De asemenea, trebuie să se ţină seamă de faptul că acţiunea microspumanţilor este influenţată de granulozitatea fracţiunii mici a agregatelor.

Din cele expuse mai sus rezultă că betonistul dispune astăzi de mijloace spre a realiza o anumită structură favorabilă în betonul întărit, menită să-i dea proprietăți care înainte se obțineau numai cu cimenturi speciale. Folosirea acestor mijloace cere însă o atenție specială, deoarece depășirea dozajelor sau neglijarea altor factori care influențează acțiunea aditivilor organici poate duce la rezultate negative. De aceea este rațional ca adaosul de plastifianți sau de microspumanți să nu se facă la măcinarea clincherului, ci la șantierul de beton, sub controlul unui specialist, dispunînd de aparatura necesară dozării și determinării rapide a volumului de aer oclus și ținînd seamă de toate condițiile locale, care pot influența acțiunea aditivilor organici.

Bibliografie

[1] *Steopoe A.*: Revista A.S.I.T. „Construcții", nr. 10/1956.

[2] *Stolnikov V. V.*: Izvestia Acad. Nauk S.S.S.R., nr. 1/1953.

[3] *Pșemețki V.* și *Zugrăvescu S.*: Revista A.S.I.T. Chimie, nr. 1/1956.

[4] *Steopoe A.*: Revista A.S.I.T. „Hidrotehnica" ,nr. 1/1956.

Influența lignosulfonatului de calciu asupra proprietăților pastelor de ciment

Asistent ing. V. Moldovan

Cercetările expuse în lucrarea de față au avut ca scop precizarea influenței adaosurilor de lignosulfonat de calciu asupra proprietăților pastelor de ciment, care interesează în special punerea în lucrare a betoanelor și caracteristicile lor inițiale, precum și executarea unor operații, la care cimentul se întrebuințează sub formă de pastă fluidă, așa cum sînt: consolidarea rocilor prin injecții cu ciment și betonarea prin injectarea suspensiei de ciment în masa de agregat în prealabil compactizat prin vibrare în apă (betonul prepacked). In aceste situații este interesant să se cunoască viteza de sedimentare a suspensiei de liant în apă, volumul final al sedimentului și proprietățile mecanice ale sedimentului întărit.

Aceste caracteristici pot fi foarte mult modificate de prezența fracțiunii fine a agregatului, de diferitele adaosuri active și inerte aflate în liant, precum și de adaosurile superficial-active. Acestea din urmă au început să fie întrebuințate pe scară din ce în ce mai largă, fie pentru a îmbunătăți lucrabilitatea betonului, permițîndu-se astfel o reducere a raportului apă : ciment, fie pentru a crea în masa liantului întărit o anumită porozitate, care să asigure o mărire accentuată a impermeabilității și durabilității.

In ultimul timp, se folosește foarte mult ca adaos superficial-activ lignosulfonatul de calciu, obținut din leșiile sulfitice rămase în cantitate mare la fabricarea celulozei sulfit. Din cercetările variate și numeroase întreprinse de acad. Rebinder, prof. V. V. Stolnikov, S. V. Sestopiorov, I. M. Butt și colaboratorii lor rezultă că un adaos potrivit de lignosulfonat de calciu produce o peptizare accentuată a suspensiilor de ciment în apă, atît prin fenomene fizice, cît și prin fenomene chimice. Suspensiile de ciment devin mai stabile, iar priza și întărirea sînt mai mult sau mai puțin întîrziate, în funcție de cantitatea de adaos. Influența arătată depinde de compoziția mineralogică a cimentului de bază, iar un adaos de lignosulfonat de calciu făcut la întîmplare, fără o cercetare prealabilă poate întîrzia priza atît de mult, încît suspensia de ciment să nu se mai întărească în timp util.

Pe baza acestor considerații ne-am propus să cercetăm influența adaosului de lignosulfonat de calciu asupra proprietăților tehnice ale suspensiilor de ciment în apă, lucrînd cu două cimenturi care se deosebeau prin compoziția lor mineralogică. Aceste cimenturi au fost cercetate în stare curată (cu adaosul de ghips necesar reglării timpului de priză) sau amestecate cu adaosurile active folosite mai des în țara noastră: trasul și zgura granulată de furnal. Aceste adaosuri s-au folosit în proporția necesară spre a realiza cimenturile T25, T40 și M.

In articolul de față se vor expune rezultatele obținute privitoare la viteza de sedimentare a suspensiilor apoase, volumul final de sediment și priza pastelor de consistență normală.

Materialul disponibil și modul de lucru

S-au folosit două cimenturi notate P1 și P2, cu compozițiile chimice și mineralogice arătate în tabela 1. Trasul și zgura au fost în prealabil măcinate la o finețe corespunzătoare unor resturi de 12%, respectiv 10,8% pe sita 009. Lignosulfonatul de calciu în stare pulverulentă ne-a fost pus la dispoziţie de I.C.I.M.C., avînd un conţinut de 8,88% H_2O şi 28,98% CaO.

Tabela 1

Felul cimentului	P1 %	P2 %
Pierdere la calcinare . . .	0,10	1,60
SiO_2 + insolubil	23,03	21,43
Al_2O_3	4,53	6,14
Fe_2O_3	5,88	3,40
CaO	63,85	63,92
MgO	1,35	1,70
SO_3	2,00	1,06
C_3S	40,0	67,0
C_2S	35,7	13,5
C_3A	5,0	10,5
C_4AF	17,3	9,0

S-a plecat de la cimenturile curate sau cu adaosurile arătate mai sus în care s-au introdus cantităţi crescînde de lignosulfonat de calciu, începînd de la 0,05% şi pînă la 3%, raportat la greutatea liantului. Incercările comparative ce s-au făcut au arătat că influenţa lignosulfonatului de calciu este aceeaşi, fie că se adaugă în stare pulverulentă şi se omogenizează cu cimentul, fie că se dizolvă în prealabil, în apa de amestecare.

Modul de lucru a fost următorul : în cilindri gradaţi de 100 cm³, prevăzuţi cu dop şlefuit, s-au introdus 50 g liant, 50 ml apă, s-a agitat puternic timp de cinci minute, apoi s-au spălat pereţii cilindrului cu încă 10 ml apă, spre a aduce liantul rămas pe pereţi în suspensie, s-a supus 5 minute la acţiunea vidului produs de o trompă de apă spre a dezaera suspensia şi apoi cilindrii astupaţi cu dopul lor s-au aşezat într-o baie de apă la 20 ± 1°C şi s-a urmărit scăderea nivelului sedimentului în funcţie de timp şi volumul final al sedimentului. (Păstrarea la temperatură constantă, în baie de apă este necesară, deoarece variaţiile de temperatură din mediul ambiant influenţează atît procesul de sedimentare, cît şi volumul de sediment).

Rezultatele obţinute şi discuţia lor

1. Prezenţa lignosulfonatului de calciu a favorizat în toate cazurile stabilitatea suspensiei de liant în apă, reducînd foarte mult viteza de sedimentare.

2. Volumul final de sediment variază în funcţie de natura liantului şi de cantitatea de adaos de lignosulfonat de calciu. Această influenţă reiese mai limpede din reprezentările grafice din fig. 1—4, în care s-a luat în abscisă cantitatea procentuală de adaos de lignosulfonat de calciu şi în ordonată volumul final de sediment în cm³. In fig. 1 sînt date volumele cimenturilor P curate, pentru fiecare fel de ciment trasîndu-se cîte o curbă separată, notată cu *1*, respectiv *2*. In figurile următoare sînt date aceleaşi rezultate pentru cimenturile M, T25 şi T40. Din examinarea lor se desprind următoarele concluzii :

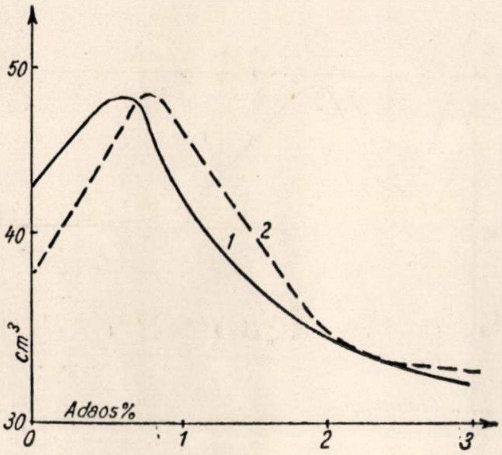


Fig. 1

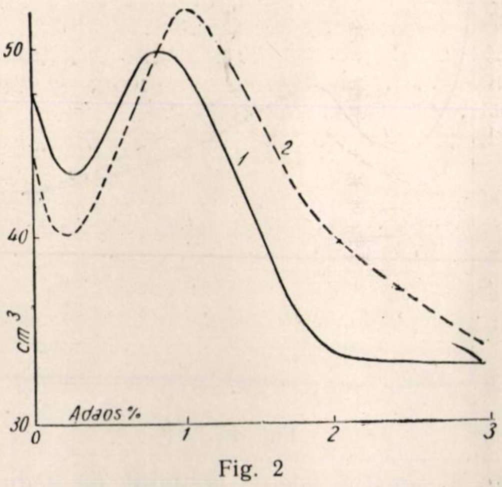


Fig. 2

a) Prin introducerea în cimenturile P a zgurii sau a trasului, volumul final de sediment a fost în toate cazurile sporit. Fenomenul se poate explica astfel : atît zgura cît mai ales trasul au proprietatea de a lega prin chemosorbţie ionii de calciu puşi în libertate prin priza cimentului. Prin aceasta particulele lor iau aceeaşi sarcină electrică ca şi granulele de clincher aflate în curs de hidratare. Cînd sedimentează un ciment curat, din cauza tendinţei sale de floculare, sedimentul este format dintr-o reţea complexă de granule de ciment acoperite cu produse de hidratare şi cu pelicule de apă adsorbită, granulele fiind lipite între ele şi prinzînd în ochiurile reţelei excesul de apă de amestecare. Granulele de zgură sau tras, căpătînd în urma fenomenelor de adsorbţie aceeaşi sarcină electrică ca şi granulele de ciment, nu vor face altceva decît vor amplifica această reţea, deşi greutatea lor specifică este mai mică decît aceea a clincherului.

b) Cînd se introduc primele cantităţi de lignosulfonat de calciu în suspensiile de ciment curat, mulţumită acţiunii hidrofilizante şi peptizante a acestui adaos, volumul de sediment creşte pînă ce se ajunge la o anumită valoare maximă. De aici înainte, pentru cantităţi crescînde de adaos, volumul de sediment suferă o scădere accentuată. Probabil că fenomenul se datoreşte formării unor pelicule de adsorbţie continue pe suprafaţa granulelor de clincher, care astfel nu mai pot forma structura afînată a suspensiei de ciment curat, iar pe de altă parte se frînează procesele de hidroliză şi hidratare şi, deci, apariţia neoformaţiunilor geliforme.

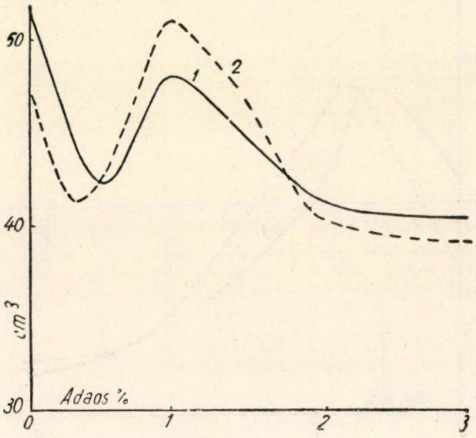


Fig. 3

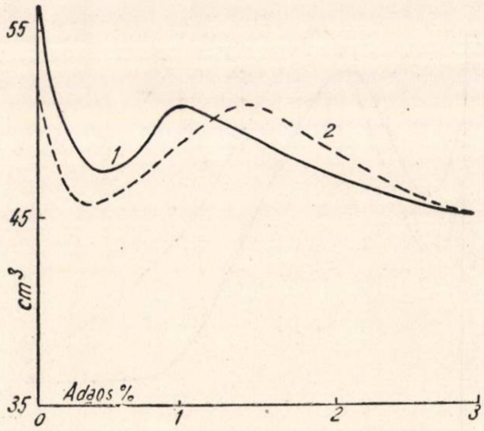


Fig. 4

c) In cazul cimenturilor cu adaosuri de zgură sau tras se observă că la început, pentru adaosuri mici de lignosulfonat de calciu, volumul final de sediment se reduce şi numai de la o anumită cantitate în sus, se reia un mers al fenomenului asemănător cu acela arătat în fig. 1. S-ar putea explica acest fenomen prin faptul că zgura şi trasul adsorb mai puternic lignosulfonatul de calciu decît granulele de clincher şi atunci acţiunea peptizantă este anulată; după ce adaosul hidraulic a fost saturat cu substanţă superficial-activă, fenomenul îşi reia mersul reprezentat în fig. 1, oscilaţiile curbelor fiind mai reduse cînd cantitatea de adaos hidraulic se măreşte (fig. 3 şi 4).

d) Compoziţia mineralogică a cimentului nu influenţează mersul general al fenomenelor, curbele din reprezentările grafice avînd acelaşi aspect. Sînt schimbate numai valorile numerice ale rezultatelor parţiale şi cantitatea de adaos de lignosulfonat de calciu pentru care se formează volumul maxim de sediment.

3. Timpul de priză s-a determinat după metoda standard lucrînd cu ambele cimenturi în stare curată şi cu cimenturile amestecate numai pe bază de ciment P2. Rezultatele obţinute sînt arătate în tabela 2, în ore. Din aceste date se pot trage următoarele concluzii:

Tabela 2

Adaos %		0	0,05	0,1	0,5	0,8	1	1,5	2
P1	Inceput . .	3	$3^{1}/_{4}$	$4^{1}/_{4}$	$0^{3}/_{4}$	$0^{2}/_{4}$	$2^{1}/_{4}$	$4^{1}/_{4}$	$10^{2}/_{4}$
	Sfîrşit . .	$6^{1}/_{4}$	$7^{2}/_{4}$	$8^{3}/_{4}$	5	2	4	$12^{1}/_{4}$	$23^{2}/_{4}$
P2	Inceput . .	$3^{3}/_{4}$	$3^{3}/_{4}$	$3^{2}/_{4}$	$0^{2}/_{4}$	$0^{2}/_{4}$	$1^{1}/_{4}$	$2^{2}/_{4}$	$4^{1}/_{4}$
	Sfîrşit . .	$4^{3}/_{4}$	$5^{2}/_{4}$	$5^{3}/_{4}$	7	$7^{3}/_{4}$	4	$3^{3}/_{4}$	28
M	Inceput . .	$3^{1}/_{4}$	—	—	3—	$1^{2}/_{4}$	$6^{3}/_{4}$	5—	3—
	Sfîrşit . .	$4^{2}/_{4}$	—	—	$8^{1}/_{4}$	$11^{2}/_{4}$	57—	25—	49—
T25	Inceput . .	$2^{1}/_{4}$	—	$3^{1}/_{4}$	6—	$7^{3}/_{4}$	$2^{2}/_{4}$	$9^{2}/_{4}$	$9^{2}/_{4}$
	Sfîrşit . .	$4^{2}/_{4}$	—	$6^{2}/_{4}$	9—	$15^{2}/_{4}$	$9^{3}/_{4}$	22—	38—
T40	Inceput . .	3—	3—	$3^{2}/_{4}$	$4^{3}/_{4}$	—	$5^{2}/_{4}$	$2^{3}/_{4}$	5—
	Sfîrşit . .	$6^{1}/_{4}$	$6^{2}/_{4}$	$7^{1}/_{4}$	$9^{1}/_{4}$	—	21—	35—	76—

a) Influenţa lignosulfonatului de calciu asupra prizei cimenturilor variază în funcţie de natura mineralogică a cimentului şi de felul adaosului activ folosit la fabricarea cimentului amestecat.

b) La cimenturile curate, adaosurile mici şi crescînde de lignosulfonat de calciu provoacă o scădere treptată a începutului prizei pînă ce se ajunge la un minim foarte pronunţat, după care începutul prizei creşte din nou. Sfîrşitul prizei a avut aproximativ acelaşi mers ca şi începutul prizei, iar pentru adaosurile mai mari de lignosulfonat de calciu timpul de sfîrşit de priză depăşeşte de 2—3 ori limita superioară prevăzută de standarde (maximum 10 ore).

c) La cimenturile amestecate, începutul prizei prezintă de asemenea un minim pronunţat pentru un anumit adaos de lignosulfonat de calciu (0,8% pentru cimentul M, 1% pentru cimentul T25 şi 1,5% pentru cimentul T40).

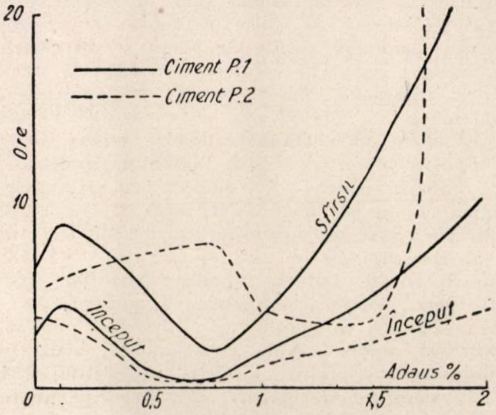


Fig. 5

Sfîrşitul prizei creşte însă continuu, odată cu mărirea cantităţii de lignosulfonat de calciu şi începînd chiar de la un adaos de 0,8% se depăşeşte limita maximă admisă de standarde atît de mult, încît liantul nu şi-ar mai putea îndeplini rolul în betoane. Astfel cimentul M cu 1% adaos a sfîrşit priza în 57 ore, cimentul T25 în 38 ore, iar cimentul T40 în 76 ore (aceste două din urmă cimenturi la un adaos de 2%).

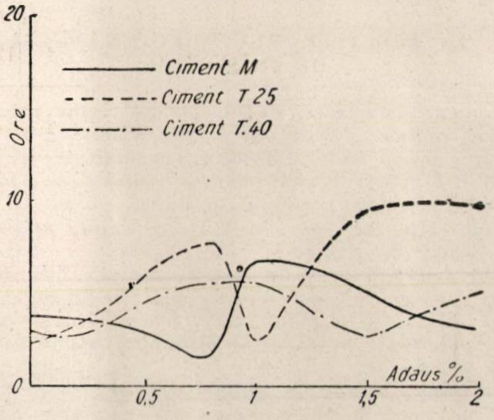


Fig. 6

d) Se constată că minimul observat la începutul prizei se produce la cantitatea de lignosulfonat de calciu care a produs maximul de volum de sediment la suspensia apoasă de ciment. Această legătură iese şi mai bine în evidenţă, dacă se compară reprezentările grafice din fig. 1—4 cu acelea din fig. 5 şi 6. (În acestea s-a luat în abscisă cantitatea procentuală de adaos de lignosulfonat de calciu, iar în ordonată timpul în ore; în fig. 5 sînt reprezentate variaţiile începutului şi sfîrşitului prizei la cimenturile curate, iar în fig. 6 variaţia începutului prizei la cimenturile amestecate).

Concordanţa dintre volumul maxim de sediment şi timpul minim, cel puţin de început de priză, se poate explica prin faptul că adaosul de lignosulfonat de calciu care a produs volumul maxim de sediment a exercitat cea mai puternică acţiune peptizantă şi a favorizat o hidratare mai intensă a granulelor de clincher.

Concluzii

Acţiunea adaosului de lignosulfonat de calciu la suspensiile apoase de cimenturi unitare sau amestecate în apă, precum şi la pastele lor de consistenţă normală, variază în funcţie de cantitatea de lignosulfonat, de compoziţia mineralogică a cimentului şi de natura adaosului din cimenturile amestecate. S-a constatat că adaosul de lignosulfonat de calciu care peptizează la maximum volumul de sediment al suspensiei de ciment în apă produce o accelerare accentuată cel puţin a începutului prizei. Adaosurile care depăşesc această cantitate provoacă o încetinire din ce în ce mai mare a sfîrşitului prizei, încît se depăşeşte de mai multe ori limita superioară prescrisă de standarde. De aceea, utilizarea în practică a adaosului de lignosulfonat de calciu la betoane nu se poate face fără cercetări prealabile chiar asupra cimentului ce va fi folosit în betonul respectiv.

Principiile de amenajare a Deltei Dunării

Ing. N. Greceanu şi ing. I. Ştefulescu

Ideea de amenajare a Deltei Dunării pentru valorificarea calităţilor sale productive şi exploatarea bunurilor sale naturale este veche, Delta fiind considerată de multă vreme ca una din rezervele ţării, cu posibilităţi de producţie de neprevăzut. Astfel, în marele dicţionar geografic al ţării, editat în 1900, găsim următoarea informaţie referitoare la Delta Dunării:

„In anul 1874 o societate a solicitat guvernului otoman, dreptul de a stabili în Deltă o colonie de nemţi de mai multe zeci de familii, obligîndu-se a face pe spezele sale bazinele şi canalele trebuincioase şi a transforma Delta într-o imensă grădină potajeră; din motive politice. Poarta a refuzat, dar ocupată fiind Dobrogea de Romînia guvernul a lăsat o colonie olandeză de a defrişa pe cît posibil teritoriul ei şi a da agriculturii cît mai mult pămînt".

Defrişarea promisă de „Colonia Olandeză" s-a rezumat la o simplă încercare de îndiguire a unei porţiuni de teren situată pe stînga braţului Sf. Gheorghe, în dreptul comunei Mahmudia, care multă vreme a purtat numele de „Grădinile Olandezului". Lucrarea de îndiguire s-a rezumat la o lucrare cu totul rudimentară, executată de un oarecare Dittmer, consul al Olandei în Romînia, pe acea vreme.

Dittmer nu era specialist în lucrări hidrotehnice, ci un olandez care urmărea o afacere. El era un diplomat, un diletant, care nu era preocupat de soluţionarea unei probleme pentru valorificarea Deltei, ci urmărea pur şi simplu o afacere bănească.

Cînd viitura excepţională a Dunării, din vara anului 1897, a provocat inundarea perimetrului îndiguit prin depăşirea digurilor, Dittmer a renunţat la îndiguire, în schimbul unei importante despăgubiri ce i-a fost acordată de Statul Romîn.

Nereuşita lucrărilor lui Dittmer a avut drept consecinţă crearea ideii că terenurile din Deltă nu permit nici o ameliorare agricolă permanentă şi, ca urmare, în Deltă nu poate fi vorba de nici o amenajare complexă, ci numai de intensificarea producţiei piscicole. Datorită compromiterii principiilor de amenajare a Deltei, prin nereuşita lucrărilor unui diletant în materie, ca Dittmer, timp de 80 de ani toate lucrările executate în Deltă nu au avut alt scop decît sporirea producţiei de peşte, ca să se constate acum că, prin aceste lucrări, economia Deltei nu a progresat cu nimic şi că starea ei de înapoiere este aceeaşi ca de pe vremea ocupaţiei Turcilor. Aceasta în ce priveşte trecutul apropiat al Deltei, plin de consecinţe şi învăţăminte.

I. CARACTERELE DELTEI ŞI ASPECTELE EI GENERALE

Delta Dunării constituie o unitate geografică geomorfologică şi hidrologică specială în cuprinsul ţării noastre.

Prin Delta Dunării înţelegem suprafaţa geografică ce cuprinde teritoriul prins în tridentul Dunării şi zona vecină de la sud, limitată de podişul dobrogean şi de cordonul litoral al mării, în care sînt situate complexul de lacuri Razelm-Dranov.

Suprafaţa Deltei, definită ca mai sus, este de circa 4 300 km². Delta, formaţiune amfibie, este opera fluviului, a mării şi a vîntului, cuprinzînd în ea bucăţi vechi de uscat şi urmele unor vechi cursuri de apă.

Delta aparţine atît fluviului cît şi continentului, născută dintr-o lagună şi modelată prin jocul forţelor exogene, din al căror echilibru au rezultat formele interesante şi foarte variate, care caracterizează aspectul ei geomorfologic.

In epoca noastră, dintre forţele naturii, acţiunea cea mai puternică ce se exercită asupra Deltei este aceea a fluviului care determină, influenţînd continuu, caracterul biologic şi geomorfologic al întregii ei suprafeţe. Cea mai mare parte a suprafeţei Deltei este situată la cote mai ridicate decît nivelul Mării Negre. In schimb însă, numai o suprafaţă extrem de redusă — circa 3% — este mai ridicată decît nivelul apelor extraordinare ale Dunării. In timpul viiturilor mari ale Dunării, de la ceatalul Ismail pînă la Mare, se întinde o suprafaţă imensă de apă, întreruptă în anumite zone de impresionante insule de plaur şi de cîteva aşezări omeneşti, destul de reduse ca suprafaţă şi de primitive ca înfăţişare. Acest aspect, predominant, acvatic, mărturiseşte desăvîrşita subjugare a spaţiului Deltei de către apele Dunării. Apele Dunării au variaţii de nivel şi debit care sînt determinate de un complex de factori meteo — şi hidrologici, supuşi unor legi fizice ce nu pot fi încă stăpînite şi ale căror manifestaţii se petrec pe suprafaţa imensului bazin hidrografic al fluviului, ce se întinde pe circa 800 000 km².

Viaţa în Deltă, datorită acestui abuz de putere al Dunării, este nesigură şi primitivă pentru om; în schimb constituie un paradis al sălbăticiei pentru plante, păsări şi animale. Sub acest aspect, Delta constituie un pitoresc specific, datorită vegetaţiei ei luxuriante, varietăţilor de păsări sălbatice şi abundenţei peştilor, care ilustrează un bogat inventar de specii. Acest monument al naturii stîrneşte admiraţia şi interesul naturaliştilor, vînătorilor şi turiştilor.

Privită sub aspect economic, Delta constituie una dintre marile bogăţii ale ţării, unde Dunărea construieşte cel mai bun sol, pe care-l formează din granulele de pămînt spălate de pe cele mai fertile terenuri din cuprinsul bazinului său hidrografic şi pe care-l alimentează din abundenţă cu ape încărcate cu bogate materii fertilizante purtate în suspensie.

II. EFECTELE REGIMULUI NATURAL DE INUNDAŢII

Acţiunea fertilizantă a Dunării în Deltă este similară cu acţiunea Nilului în Egipt, acţiune atît de importantă acolo încît din epoci îndepărtate a născut una dintre cele mai vechi civilizaţii din lume. Dacă acţiunea fertilizantă a Nilului în Egipt a creat o întreagă civilizaţie, acţiunea Dunării în Deltă a lăsat o lipsă totală de civilizaţie.

Cărei împrejurări se datoreşte această diferenţă de efecte, care au la bază aceeaşi cauză? Răspunsul este foarte simplu şi eficient, dacă ţinem seama de diferenţa condiţiilor în care se manifestă apele în Egipt şi în Deltă.

In Egipt, inundaţiile Nilului sînt stăpînite pe teritoriu, pe cînd în Deltă inundaţiile Dunării stăpînesc teritoriul. Cu alte cuvinte, în Egipt omul stăpîneşte apele Nilului, pe cînd în Deltă omul este constrîns de apele Dunării. Rezultă că, în fond, civilizaţia este o chestiune de stăpînire a teritoriului de către voinţa omului sau de către puterea apelor, acolo unde apa este factorul predominant în manifestările naturii, cum este cazul în Egipt şi în Deltă. Deci, înainte de a se încerca o schimbare a situaţiei actuale în Deltă, trebuie integrat, în primul rînd, omul în plentitudinea funcţiunilor sale de stăpînitor al teritoriului. Această reintegrare trebuie făcută contra tendinţelor apelor de a-şi asigura aici un vast imperiu, în dispreţul şi în detrimentul omului.

Abuzul apelor Dunării şi dispreţul lor pentru viaţa omului în Deltă sînt efectele neîncrederii omului în puterile sale de a-şi impune voinţa spre a fi stăpîn şi, în această calitate, de a dirija apele după convenienţa intereselor sale economice.

Nevoia de stăpînire a apelor, care s-a simţit în Egipt, în Olanda, Italia, Ungaria, U.R.S.S., Tenessy şi oriunde omul trebuie să stăpînească apele pentru a-şi asigura terenurile de cultură, nu s-a simţit acut niciodată în Deltă. La noi, oamenii au avut posibilitatea ca în interiorul ţării să găsească destule terenuri de cultură pentru asigurarea pîinii fără un efort comparabil cu cel ce trebuia făcut în Deltă, pentru asigurarea terenurilor de cultură.

Astăzi însă, cînd mijloacele pe care tehnica nouă le pune la dispoziția omului, pentru realizarea lucrărilor specifice stăpînirii apelor și cînd nevoile social-culturale ale oamenilor cresc într-un ritm nemaiîntîlnit, fac necesară și posibilă valorificarea Deltei Dunării și trebuie să ne gîndim la mijloacele de stăpînire a apelor în Deltă, deoarece fără aceasta, producția este nesigură și necontrolată. Această concluzie este rezultatul observațiilor ce se pot face cercetînd modul în care au fost realizate valorificările de pînă acum în Deltă.

III. VALORIFICĂRILE BUNURILOR NATURALE IN CONDIȚIILE ACTUALE IN DELTA DUNĂRII

Datorită variației de nivel al apelor și al terenurilor în Deltă, în momentul actual este greu de a se face o separare precisă a terenurilor după producția lor specifică. Principalele exploatări cu predominări importante teritoriale în Deltă sînt după cum urmează:

Piscicultura (pe luciuri de apă) circa 25% din suprafața Deltei.

Stufăriile . . . . circa 60% din suprafața Deltei.

Agricultură, silvicultură, pășunile, șenalul etc. circa 13% din suprafața Deltei.

A. *PISCICULTURA*

Pînă în prezent, în valorificarea piscicolă a Deltei Dunării au predominat sistemele indicate de marele naturalist, care a fost dr. Grigore Antipa, om de știință și personalitate influentă în lumea științifică romînească din primul pătrar al secolului nostru.

Prin lucrările făcute pentru mărirea producției piscicole în lacurile din Deltă, și prin succesul de moment obținut, marea personalitate științifică a dr. Antipa s-a consacrat și ca un mare realizator.

Cu acest covîrșitor prestigiu a copleșit o generație întreagă de piscicultori, care, fascinată de strălucirea ilustrului personaj, a urmat credincioasă drumul trasat de el pentru valorificarea Deltei sub aspect piscicol. Singura grijă pentru această generație a fost de a crede și de a nu cerceta liniile acestui drum, considerînd că orice încercare de a gîndi altceva despre această valorificare, ar constitui cea mai gravă erezie profesională. Sistemele indicate de către dr. Antipa, cel care a pus bazele pisciculturii științifice în Romînia, au corespuns problemelor ce se puneau pisciculturii în acel timp la scara nevoilor, a cunoștințelor și a mijloacelor tehnice ce caracterizau epoca în care au fost aplicate.

Astăzi, după experimentarea făcută timp de 50 de ani, aceste sisteme se dovedesc a fi fost bune numai ca expedient, pentru rezolvarea unor probleme de moment, reduse ca suprafață și durată.

Problema mare care se pune pisciculturii astăzi este de a spori masiv producția în Deltă și ca, astfel sporită, să i se asigure continuitatea. Sistemele de pînă acum dovedindu-se ineficace, se pune chestiunea găsirii unor soluții tehnice noi în această problemă.

Pentru asigurarea unei producții sporite în Deltă este absolut necesar să se realizeze stăpînirea apei de inundație, care este cheia producției piscicole în tot cuprinsul Deltei. Prin stăpînirea apei se va asigura reținerea fondului piscicol în zonele inundate, fond ce fără această stăpînire părăsește zona inundată odată cu apele viiturii, care după inundare se retrage în albiile minore ale brațelor Dunării, de unde a pornit. Prin aplicarea principiului stăpînirii apelor în producția piscicolă, se vor putea încerca și mijloacele de mecanizare a recoltării peștelui din bălți amenajate special.

B. *STUFICULTURA*

Un bun natural, care ocupă un imens teritoriu, circa 260 000 ha, — 60% din suprafața Deltei — sînt stufăriile, a căror producție în regim natural de inundație este de circa 2 300 000 t, cantitate imensă care depășește cu mult cantitatea de 400 000 t necesare spre a satisface complet nevoile industriale din următoarele două cincinale.

Stuful din Delta Dunării pînă în prezent nu a avut decît întrebuințări minore, fiind folosit de către localnici ca furaj verde pentru vite, ca material pentru construcții de garduri și învelitori, combustibil și în foarte puține întrebuințări industriale. Toate aceste folosințe nu ating decît un procent foarte redus — 0,2% — față de volumul producției din Deltă.

Pentru asigurarea exploatării stufului pe scară industrială, este necesar să i se creeze un anumit regim de dezvoltare cerut de biologia lui. In lucrarea „Stuful și valorificarea lui" se arată care este regimul cel mai favorabil pentru creșterea stufului, se arată că stufului trebuie să i se asigure ape la momentul oportun ca durată, nivel și calități fizice voite.

De asemenea, pentru aerația solului în vederea regenerării calităților sale nutritive este necesar ca în timpul iernii, apa să fie evacuată complet din zonele stuficole.

Aceste condiții de mediu nu sînt realizabile în regimul natural de inundații. In consecință, pentru realizarea lor este nevoie de a se asigura stăpînirea completă a apelor în zonele destinate exploatării industriale a stufului. Fără stăpînirea apelor, creșterea stufului este nesigură, cu productivitate redusă, de calitate variabilă, iar recoltarea mecanizată devine, dacă nu imposibilă, în mod sigur prohibitivă sub aspectul prețului de cost pe tonă.

Incercările ce se fac acum pentru recoltarea stufului în Deltă de către I.C.P.S.H. prin lucrări experimentale nu au dat pînă în prezent nici un rezultat și nu vor da nici în viitor, pentru că se fac în regim natural de inundații parțial dirijate.

Pentru a se putea asigura succesul valorificării industriale a stufului din Deltă, este necesar să se creeze condițiile optime de creștere și de recoltare în zone special amenajate, în care să se asigure realizarea principiului stăpînirii apelor.

In Deltă, această condiție de amenajare pentru valorificarea stufului pare paradoxală, deoarece aici, pe circa 260 000 ha, stuful, fără nici o lucrare de amenajare, crește în mod spontan, producînd cantități imense ce ajunge pînă la circa 2 300 000 t anual.

Paradoxul amenajărilor dispare, dacă facem următoarele considerații:

1. Pentru o valorificare industrială a stufului sînt necesare cantități ce vor ajunge pînă la circa 1 500 000 t anual, într-o perioadă de circa 30 ani — durata minimă a prevederilor planului de amenajare — cantitate care în regim natural, va trebui recoltată de pe suprafețe a căror însumare va atinge cifra de 170 000 ha. Această cifră reprezintă jumătate din suprafața totală a Deltei. Dat fiind că recoltarea nu va putea fi făcută în fiecare an de pe aceleași suprafețe, rezultă că exploatarea va trebui făcută nedefinit de pe toată suprafața Deltei și, deci, transporturile vor cifra kilometraje imense. Aceste kilometraje, în condițiile grele ale circulației, la toate aceste suprafețe din Deltă, vor afecta cheltuieli importante, cu consecințe defavorabile asupra prețului de cost al tonei de stuf recoltat.

Dar să presupunem că în acest timp — 30 ani — nu se va progresa în dezvoltarea industrializării stufului și că producția va fi limitată pe toată perioada la circa 400 000 t/an, atît cît prevăd Directivele Congresului al II-lea al P.M.R. pentru viitorul cincinal. In acest caz și pentru această producție anuală de 400 000 t, situația transporturilor este neschimbată. Suprafețele stuficole care vor asigura această producție în regim de inundație naturală, însumînd circa 45 000 ha, vor fi răspîndite de asemenea pe toată suprafața Deltei la mari distanțe, încît se va ajunge la aceleaşi transporturi care afectează cheltuieli enorme — prohibitive.

2. Recoltarea mecanizată în regim natural de inundație — fără amenajări — va trebui făcută cu mijloace tehnice variate, care să corespundă specificului natural al zonelor de pe care se face recoltarea. Deci, o varietate şi o multiplicitate de felurite maşini recoltoare, care prin costul lor ridicat vor mări de asemenea prețul de revenire al stufului recoltat.

3. Prin lucrările de amenajare se sporeşte productivitatea stuficolă a zonelor, putîndu-se ajunge pînă la de 2—3 ori producția de stuf rezultată din regimul natural de creştere. Cum cheltuielile de recoltare mecanzată fiind direct proporționale cu suprafața de pe care se face recoltarea şi nu cu cantitatea de stuf recoltată, este uşor de constatat că acestea scad, per tona recoltată, în cazul amenajărilor stuficole, cu circa 50—70% față de cheltuielile ce ar rezulta pentru recoltările de stuf din zonele în regim natural de inundație.

4. De asemenea, în cazul recoltărilor efectuate în zone special amenajate, cheltuielile de recoltare vor scădea şi datorită mediului omogen creat în aceste zone, unde recoltarea se va putea face cu tipuri de maşini mai simple, mai sigure, mai puțin costisitoare şi mai puține ca număr.

5. Transporturile care, în cazul recoltărilor în regim natural de inundație, intervin cu cheltuieli prohibitive pentru prețul de cost al tonei de stuf recoltat, în cazul recoltării în zone special amenajate sînt mult reduse datorită poziției zonelor şi posibilității de a se efectua transporturile în epoci favorabile şi nu în mod fortuit în timpul recoltării, cum trebuie făcute în cazul recoltării în regim natural de creştere.

6. Cheltuielile de amortizare a lucrărilor de amenajare hidrotehnică reprezentînd — în cazul unei chibzuite amenajări — maximum 1/5 din cheltuielile de recoltare, se poate face verificarea că printr-un spor de 20%, cît ar reprezenta cota de amortisment pentru lucrările de amenajare, cheltuielile de recoltare şi de transport se reduc cu minimum 60%, rezultînd pentru tona de stuf recoltată în zone amenajate o reducere de circa 40% față de recoltările din regim natural.

7. Dacă la această reducere a prețului de cost al tonei de stuf recoltate în regimul zonelor amenajate, mai adăugăm în plus avantajele ce rezultă din reducerea suprafețelor stuficole şi sporul de calitate al stufului recoltat, precum şi siguranța efectuării tuturor operațiilor de recoltare, ajungem la concluzia că o valorificare industrială a stufului din Delta Dunării, nu se poate face decît pe suprafețe special amenajate pentru creşterea şi recoltarea stufului. Prin această conculzie dispare paradoxul inițial al amenajărilor din Delta Dunării.

Concluzia de mai sus şi principiul fundamental al stăpînirii complete a apelor, cerut de biologia stufului, ridică pentru perspectivele valorificării stufului, serioase probleme ale alegerii şi amenajării suprafețelor stuficole din Delta Dunării.

Pentru rezolvarea acestor probleme, de alegere şi de amenajare a suprafețelor stuficole, se cere un puternic spirit de discernămînt, atît pentru rezolvarea problemei amenajărilor în sine, cît şi a armonizării, în cadrul planului general de amenajare a Deltei Dunării, a suprafețelor destinate aspectului stuficol, cu celelalte aspecte economice ce se cer valorificate aici. O greşită alegere a zonelor stuficole va conduce la compromiterea principiilor de amenajare şi a programului însuşi de valorificare a stufului din Deltă.

Pentru a se putea realiza o amenajare care să corespundă sub toate aspectele, se propune ca în Deltă să se rezerve stuficulturii suprafețele situate în vecinătatea cordonului litoral al mării (v. harta, unitățile I şi II).

Aceste suprafețe însumînd circa 70 000 ha vor putea asigura stuful necesar unei producții de circa 500 000 t celuloză anual, producție care depăşeşte cu mult cantitatea de 100 000 t anual, prevăzută pentru viitorul cincinal. Aceste zone corespund cel mai bine condițiilor pentru amenajările stuficole, dintre toate cîte se pot amenaja în Delta Dunării, deoarece:

a. Amenajările stuficole din zonele indicate se pot amenaja de îndată, zonele alese fiind situate în părțile cele mai aval ale Deltei, iar prin lucrările hidrotehnice ce se vor face pentru stăpînirea completă a apei, regimul hidraulic al Deltei rămîne nemodificat şi, deci, prevederile viitorului plan de amenajare integrală a Deltei nu vor fi stînjenite.

b. Suprafețele propuse spre amenajare stuficolă fiind situate în zona marină a Deltei, nu sînt revendicate de nici o altă folosință şi astfel ele pot fi afectate stuficulturii prin planul de amenajare integrală a Deltei.

c. Zonele care cuprind suprafețele propuse spre amenajare fiind cele mai joase din tot cuprinsul Deltei, au asigurată apa — factorul cel mai important în producția stufului — în cantități suficiente şi la nivelul dorit în orice epocă a anului, indiferent de nivelul apelor în Dunăre.

d. Volumul lucrărilor de amenajare hidrotehnică este cel mai redus şi cel mai economic datorită valorii scăzute a hidrogradului din zona aleasă.

Vecinătatea grindurilor insubmersibile Letea, Caraorman şi a centrelor populate, Sulina, Crişan, Caraorman etc., asigură posibilitatea cazării populației muncitoare şi a realizării construcțiilor necesare recoltării şi industrializării stufului, fără să mai fie necesare lucrări speciale pentru asigurarea platformelor insubmersibile propuse prin proiectele I.C.P.S.H. pentru amenajările stuficole ale altor zone din cuprinsul Deltei.

f. Poziția zonelor propuse spre amenajare stuficolă în apropierea mării elimină problema scurgerilor nocive, caracteristice industriilor de celuloză şi a acelor anexe cu caracter chimic.

g. Realizarea digurilor insubmersibile, necesare amenajărilor în regimul de stăpînire al apelor, va asigura posibilitatea creării căilor de transport terestre, atît de inexistente azi şi atît de necesare unei vieți normale a oamenilor, care în timpul iernii sînt izolați între gheturi, pentru că aici căile de transport sînt exclusiv pe apă.

h. Lucrările de amenajare pot fi efectuate pe etape, pentru fiecare etapă realizîndu-se cîte o suprafață unică şi completă, prin care să se asigure producția de stuf planificată în etapa respectivă.

i. Toate suprafețele amenajate stuficol fiind concentrate într-o singură zonă, ele pot fi uşor supravegheate şi administrate cu cheltuieli minime.

★

Din cele expuse mai sus rezultă că prevederile pentru amenajările stuficole, în cadrul planului de amenajare integrală a Deltei, sînt satisfăcătoare sub raport tehnic-economic, valorificarea făcîndu-se în bune condiții biologice şi în etape bine repartizate în timp, fără să împieteze asupra dezvoltării celorlalte aspecte economice care îşi revendică dreptul la o dezvoltare a lor în cuprinsul Deltei Dunării.

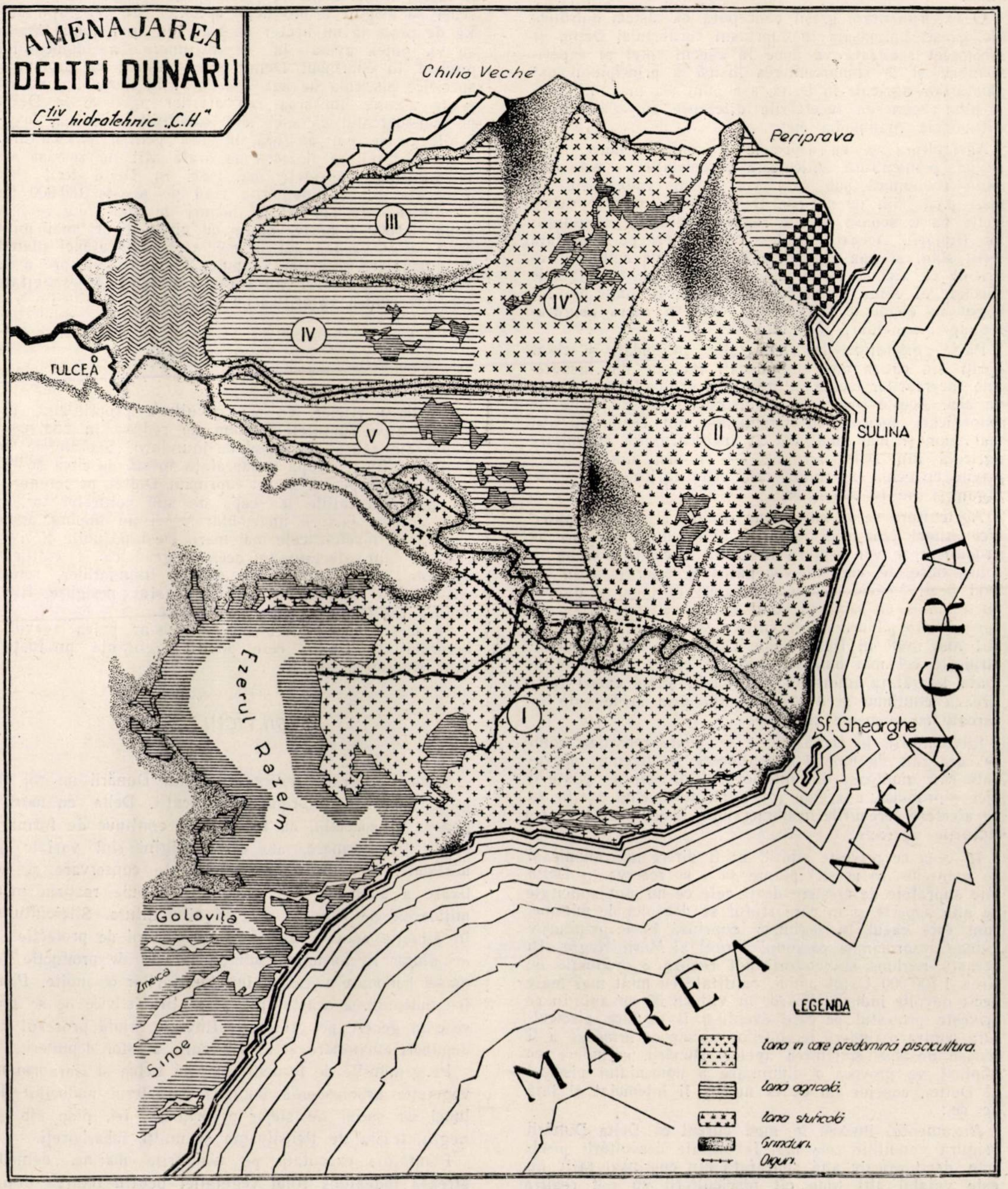
C. *AGRICULTURA*

In Deltă, agricultura are o situație foarte grea datorită specificului regimului de inundații, care la apele extraordinare inundă 97% din toată suprafața Deltei. Suprafața uscată în această epocă însumează circa 15 000 ha, din care o parte sînt ocupate de aşezările omeneşti. Aceste suprafețe sînt dispersate şi selecționate pe toată suprafața Deltei pe considerații nivelitice, neputînd fi astfel în total favorabile sub aspect pedologic.

Pentru dezvoltarea culturilor agricole în Deltă este absolut necesar ca o suprafață cît mai mare de teritoriu să fie scoasă de sub influența inundațiilor apelor Dunării, care aici se manifestă și durează cîteva luni, în fiecare an, împiedicînd însămînțările în timpul lor cel mai favorabil.

Terenurile din Deltă, datorită acțiunii fertilizante a apelor Dunării, sînt cele mai favorabile pentru cultura plantelor. Agronomilor le revine sarcina specială de a cerceta și a găsi metode noi atît pentru cultura plantelor hidrofile, cît și a plantelor medicinale și industriale de mare interes economic, care, cultivate în mediul special al Deltei, să-i asigure o valorificare de neîntrecut și la un nivel demn de condițiile naturale specifice numai ei.

Pentru a se putea ajunge aici este necesar să se creeze, de îndată, în Deltă o stație-pilot pentru experimentările în regim de stăpînire completă a apelor, prin


AMENAJAREA
DELTEI DUNĂRII
C^tiv hidrotehnic „C.H"
Chilia Veche
Periprava
TULCEA
SULINA
Sf. Gheorghe
III
IV
IV'
V
II
I
Ezerul Razelm
Golovița
Zmeica
Sinoe
MAREA NEAGRA
LEGENDA
Zona in care predomină piscicultura.
Zona agricolă.
Zona stuficolă
Grinduri.
Diguri.

care să se dovedească, în primul rînd, că în Deltă sînt terenuri suficient de evoluate pentru a fi valorificate agricol şi apoi să se verifice rentabilitatea culturilor agricole, faţă de investiţiile aferente lucrărilor pentru asigurarea principiului stăpînirii apelor.

Experimentarea culturilor agricole în regimul stăpînirii apelor trebuie realizată cu foarte mult discernămînt, fiind necesar ca atît amplasamentul terenului destinat culturilor să fie judicios ales, cît şi sistemele hidroameliorative să fie bine preconizate şi integral realizate, finite.

O experimentare greşit concepută ca sistem hidrotehnic, greşit amplasată în cuprinsul teritoriului Deltei şi incomplet realizată va duce la eşecul total al experimentării şi la compromiterea însuşi a principiului exploatărilor agricole în Deltă, aşa cum s-a mai întîmplat şi pînă acum cu încercările diletante ale olandezului Dittmer la Mahmudia etc.

Agricultura — cu aspectele ei complimentare: zootehnia, pomicultura, viticultura şi celelalte — este formula economică sub care vor trebui valorificate o mare parte din terenuririle Deltei, după ce, bineînţeles, Delta va fi scoasă de sub regimul actual al inundaţiilor Dunării. Aceasta, pentru că nicăieri pe suprafaţa ţării, solul şi apa nu sînt mai favorabile culturilor agricole ca aici în Deltă, mai cu seamă pentru plantele speciale al căror regim de dezvoltare, pe lîngă un sol bogat în elemente fertile, mai cere în exces asigurarea apei, a căldurii şi a luminii.

Paşii agriculturii în Deltă sînt intimidaţi şi chiar opriţi din cauza unei prejudecăţi izvorîte din insuccesele încercărilor făcute în trecut în exploatările agricole de aici. Aceste insuccese au discreditat posibilităţile de valorificări agricole ale terenurilor din Deltă, cu atît mai uşor şi mai mult, cu cît încercările de dezvoltare agricolă din Deltă au fost — şi mai sînt încă — privite cu ochii expertului, care vede agricultura în Bărăgan şi nu în Zuidersee.

Agricultura se va impune de la sine şi se va împuternici atunci cînd prin lucrările hidrotehnice pe care le propunem se vor asigura în Deltă circa 120 000 ha de soluri desecate, care nu vor putea fi valorificate în alt mod decît agricol, deoarece nicăieri în lume şi nimeni nu a smuls cu sacrificii solul de sub stăpînirea apelor, spre a-l da pădurii sau a cultiva stuf pe el. Aceasta cu atît mai mult în Deltă, unde Dunărea de milenii construieşte cel mai bun sub sol, pe care-l adună de pe toată suprafaţa întinsului său bazin şi pe care-l fertilizează continuu şi din abundenţă prin apele sale încărcate cu elemente minerale.

Silviculturii, în Deltă, nu i se poate repartiza rolul pe care atît de bine îl îndeplineşte pe terenuri degradate sau muntoase din interiorul ţării, dar nu poate fi nici expropiată, aşa cum cer agricultorii cînd susţin să se afecteze terenurile insubmersibile libere numai pentru culturile agricole.

In ceea ce priveşte stuful, ar fi direct neeconomic şi de neînţeles, ca acestei plante să i se rezerve în Deltă alte suprafeţe de creştere decît cele ce nu sînt solicitate de alte aspecte şi în care stuful se dezvoltă de minune, cum este cazul în regiunea cuprinsă între grindurile Letea-Caraorman şi cordonul litoral al Mării Negre. In această regiune stuficultorii pot realiza o producţie de circa 1 700 000 t stuf anual, cantitate cu mult mai mare decît nevoile industrializării, în viitorii 30 de ani. In ce priveşte protestul pe care eventual îl va face piscicultura contra extinderii terenurilor uscate ce urmează a fi scoase de sub stăpînirea apelor Dunării, extindere ce implicit va provoca o diminuare a domeniului piscicol al Deltei, considerăm că el nu va fi întemeiat şi iată de ce:

Argumentul invocat în mod curent că Delta Dunării asigură condiţiile cele mai favorabile dezvoltării piscicole, decît oricare altă suprafaţă din cuprinsul ţării, nu este valabil atît timp cît piscicultorii nu pot realiza pe această suprafaţă o producţie medie anuală decît de circa 15 kg peşte la hectar. O producţie atît de redusă pune chestiunea dacă în adevăr întreaga suprafaţă a Deltei asigură cele mai favorabile condiţii dezvoltării peştelui, sau dacă piscicultura la noi este capabilă să exploateze suprafeţe piscicole atît de mari, cîte are azi la dispoziţie în teritoriul Deltei.

Piscicultura în Deltă, după ce se va realiza regimul de stăpînire a apei, va beneficia de o suprafaţă de circa 180 000 ha, dintre care 110 000 ha luciuri de apă. Cînd pe acest întins domeniu piscicol, piscicultorii noştri vor reuşi să asigure o producţie specifică de cel puţin 300 kg de peşte la un hectar de luciu de apă, numai atunci se va putea aviza la o extindere a domeniului piscicol în cuprinsul Deltei. Pînă atunci, cu producţia specifică piscicolă de azi, aşa de puţin lăudabilă, nu se poate admite limitarea exploatărilor agricole în Deltă pe considerentul că aici sînt condiţiile cele mai favorabile ce se pot asigura în ţară pentru piscicultură. Dacă piscicultura noastră se arată atît de zeloasă ca să valorifice suprafeţe mai mari în Deltă decît cele rezervate ei, va binemerita cînd pe aceste 180 000 ha — dintre care 110 000 ha luciuri de apă —va realiza anual 33 000 t peşte, adică de circa 4 ori mai mult decît se realizează azi în medie. Numai atunci planul de amenajare a Deltei va putea fi modificat spre a se asigura prodigioasei pisciculturi, cîmpul de activitate solicitat pentru valorificările piscicole.

D. *ZOOTEHNIA*

Creşterea vitelor, ca şi agricultura propriu-zisă, are la dispoziţie suprafeţe extrem de reduse în cuprinsul Deltei din cauza regimului de inundaţii. Suprafeţele de păşuni şi fîneţe ocupă o suprafaţă totală de circa 36 000 ha situate dispersat în tot cuprinsul Deltei, pe terenurile pe care inundaţiile le scapă de sub controlul lor, în anii în care factorii meteo-hidrologiei nu împing apele Dunării la nivelele cele mai mari. Deşi păşunile şi livezile nu sînt afectate în acelaşi grad ca şi culturile agricole, de timpul şi de durata inundaţiilor, totuşi posibilităţile zootehnice din Deltă sînt nesigure, fiind supuse capriciului apelor nestăpînite.

Şi acest aspect eceonomic, care s-ar putea dezvolta favorabil în Deltă, cere pentru siguranţa producţiei sale, stăpînirea apelor.

E. *SILVICULTURA*

Silviculturii i se rezervă în Delta Dunării un rol cu totul special şi multiplu ca aplicaţii. Delta, cu morfogeneza ei specială, cu fenomenele continue de formare şi de transformare, ale căror origini sînt variate şi nestabile, cere un regim special de conservare şi de fixare a solurilor sale. Regimul trebuie realizat prin mijloacele pe care le asigură silvicultura. Silvicultura, în situaţia actuală a Deltei, are un rol de protecţie şi de ajutor în formarea solului, iar nu de producţie a masei lemnoase necesare întrebuinţărilor obişnuite. Pentru îndeplinirea acestui rol, plantaţiile silvice ce se găsesc în genere pe grindurile fluviale, ajută procesul de depuneri aluvionare şi al solificării acestor depuneri.

Pe grindurile de formaţie marină Letea şi Caraorman, vegetaţia arborescentă îmbracă caracterul pădurilor de lunci cu specii de stejar propriu-zis, tei, plop alb şi negru, frasin de Pensilvania şi mulţi subarboreţi.

Plantaţiile executate pe nisipurile marine, demonstrează îndeajuns rolul vegetaţiei pentru fixarea dunelor, transformarea solului, apărarea terenurilor şi chiar a aşezărilor omeneşti, contra influenţelor dăunătoare ale nisipurilor mişcătoare. Impăduririle artificiale făcute în Deltă au confirmat importanţa culturii plopului de Canada, care-şi găsesc optimul de vegetaţie pe terenurile înalte de 5,5—6,5 Hg.

Din cee expuse pînă aici se poate aprecia că, prin planul general de amenajare, silviculturii în Deltă nu i se vor putea afecta suprafeţe exclusive pe care să le valorifice prin obişnuita producţie lemnoasă, cu toate că se dovedeşte că, în Deltă, mediul este foarte prielnic şi culturile forestiere au dat rezultate excelente. Această prevedere rezultă însă din considerentul că pe întinsul ţării există suficiente suprafeţe pe care silvicultura să le ocupe în mod exclusiv şi să le asigure un maximum de valorificare, cum este cazul suprafeţelor erodate şi al celor muntoase, improprii valorificării sub alte aspecte.

In cadrul amenajării integrale a Deltei Dunării, silvicultura nu va fi privită ca un scop productiv în sine, ci ca un mijloc sau ca o metodă de amenajare. Prin realizarea lucrărilor hidrotehnice ce se preconizează în vederea stăpînirii apelor, pentru valorificarea maximă şi sigură a calităţilor economice ale teritoriului Deltei, se vor naşte o serie întreagă de probleme, pentru a căror rezolvare se vor folosi mijloace silvice. Printre problemele de amenajare ce se vor rezolva prin metodele silviculturii în Deltă, vor fi şi cele prin care se vor asigura lucrările hidrotehnice, pentru a căror consolidare se va face un larg apel la plantaţiile speciilor forestiere, care s-au dovedit aclimatizate aici.

De asemenea, pentru asigurarea filtrării apei de alimentare a culturilor, fie agricole, fie piscicole, amenajate în interiorul teritoriului protejat al Deltei contra inundaţiilor, vor trebui plantate suprafeţe special alese şi destinate spre a servi ca filtre naturale ale apelor de alimentare.

O sarcină deosebit de importantă care va trebui îndeplinită de către culturile forestiere va fi şi aceea de a îmbunătăţi şi întreţine microclimatul regiunilor de soluri uscate, create şi extinse prin stăpînirea apelor.

Prin transformarea silviculturii în sistem şi prin extinderea rolului său în amenajarea Deltei, i se schimbă şi prestigiul pe care l-a avut pînă acum, făcînd să înceteze disputa provocată de piscicultori şi agronomi, care cer restrîngerea aspectelor silvice din Deltă în favoarea activităţii agropiscicole, considerînd silvicultura ca un accesoriu puţin important în viaţa Deltei.

F. *REZERVAŢIILE NATURALE*

Dintre toate aspectele actuale ale Deltei, numai rezervaţiile naturale se bucură de acţiunea nestăpînită a inundaţiilor. Prin acţiunea de frînare a dezvoltării activităţii vieţii omeneşti, inundaţiile au favorizat crearea unui aspect de sălbăticie, în care şi-au găsit mediul favorit o serie întreagă de plante, păsări şi animale sălbatice care au populat Delta. Această caracteristică a Deltei este cunoscută sub denumirea de „monument al naturii", obiect de preocupare al naturaliştilor şi vînătorilor. Pentru conservarea acestui monument al naturii, cu tot conţinutul său de curiozităţi din lumea necuvîntătoarelor, urmează să fie rezervate anumite suprafeţe, în care viaţa de paradis al sălbăticiei, să continue nestingherită.

G. *SISTEMATIZAREA REGIONALĂ*

Cu pasul imediat următor dezvoltării bazelor economice ale Deltei, este necesar să meargă sistematizarea regională, care urmăreşte în primul rînd echiparea teritoriului cu mijloacele necesare asigurării vieţii oamenilor şi a activităţii lor.

Sistematizarea regională va fi nu numai forma exterioară în care va apărea regiunea după amenajare, dar ea va constitui o pîrghie puternică pentru ridicarea condiţiilor de trai al celor chemaţi să simtă o plăcere din a munci în Deltă, pentru valorificarea bunurilor ei valoroase.

Din cele expuse pînă în prezent se poate vedea că în toate aspectele economice ale Deltei în regim natural de inundaţie, producţia este nesigură.

Generaţiei noastre nu îi mai este permis să lase producţia la voia întîmplării, cînd tehnica a făcut în acest timp progrese uimitoare, iar forţa omului, graţie mecanizării, a fost considerabil sporită.

IV. PRINCIPII DE AMENAJARE

Planul general de amenajare a Deltei poate fi definit pe scurt: planificarea economico-socială a teritoriului.

Delta Dunării fiind o entitate complexă, atît fenomenele naturale cît şi acţiunile ce se întreprind în spaţiul ei sînt interdependente şi se influenţează reciproc. Acestea sînt consideraţiile generale, în care trebuie să se încadreze toate principiile de amenajare.

Principiul fundamental care trebuie să stea la baza soluţiilor de amenajare a Deltei Dunării este acela al stăpînirii apelor, care, după cum am văzut, primează în exploatarea economică a tuturor aspectelor ce s-au analizat mai înainte. Acest principiu ce se cere a fi aplicat se poate formula astfel:

— Stăpînirea apelor, pentru asigurarea şi controlul producţiei.

Acesta este principiul rector al tuturor activităţilor economice din Delta Dunării. Pînă în prezent s-a crezut că principiul stăpînirii apelor nu este posibil să fie aplicat în practică, iar oamenii cărora le-ar fi servit, nu au îndrăznit să recurgă la el, fiind considerat ca un „tabu" al naturii. Orice încercare de acţiune pentru a se realiza stăpînirea apelor în Deltă a fost şi mai este considerată ca o luptă absurdă a omului cu forţele naturii, din care omul nu ar putea ieşi decît înfrînt şi istovit, iar încercarea, inutilă şi demoralizantă. Un exemplu strălucit de stăpînire completă a apelor, înfăptuit sub ochii generaţiei noastre, este realizarea măreţei opere a oamenilor sovietici, care au reuşit prin îndrăzneţe lucrări hidrotehnice să unească printr-un canal navigabil apele fluviului Don cu apele fluviului Volga, realizînd în acelaşi timp şi marea Ţiliamskaia — izvor important de hidroenergie şi apă pentru irigaţii. Desigur că pentru a putea ajunge la stăpînirea apelor, omul de azi trebuie să se străduiască să descopere şi să înţeleagă legile naturii prin care se guvernează fenomenele ce-l interesează şi pe care le urmăreşte spre a le aservi condiţiilor sale de viaţă ,fără a le contrazice şi fără a intra în concurenţă cu ele.

— Un alt principiu de amenajare, care trebuie să aibă primă în aplicare, este acela al iniţierii unităţilor naturale, care sînt determinate ca atare de către formele geomorfologice ce caracterizează formaţia lor. Pentru amenajare trebuie să se ţină seamă de specificul lor productiv în legătură cu acţiunea apelor şi protecţia solului, spre a nu se ajunge la degradări rapide printr-o greşită folosinţă a teritoriului.

— Un principiu care trebuie aplicat după realizarea stăpînirii apelor şi împărţirea teritoriului Deltei în unităţi naturale, este acela al amenajărilor succesive în regimuri mixte şi intermitente pe aspecte. Aceasta, cu scopul valorificării optime a folosinţelor complimentare, care nu pot fi fixate în mod definitiv în primul moment, avînd în vedere evoluţia formaţiunilor terenurilor care sînt în curs de transformare.

— In afara principiilor de amenajare în scop economic exclusiv, în Delta Dunării lucrările de amenajare trebuie să satisfacă şi principiul de a servi şi obiective sociale, pe lîngă scopurile economice pe care le urmăresc în principal. Lucrările trebuie să aibă atît efecte, cît şi preocupări cu caracter social, pentru a se aduce îmbunătăţiri şi condiţiilor fizice de viaţă ale oamenilor chemaţi să trăiască în mijlocul Deltei pentru valorificarea bunurilor ei. Aceste condiţii fizice trebuie asigurate în paralel cu cele materiale, care se vor îmbunătăţi prin activitatea economică rezultată din amenajarea complexă a Deltei.

V. PROPUNERI DE SOLUŢII PRIN CARE SĂ SE ASIGURE AMENAJĂRILE.

Prima propunere care trebuie aplicată pentru realizarea principiilor de amenajare este cea în legătură cu soluţia tehnică, menită să asigure stăpînirea apelor din Deltă. Pentru stăpînirea apelor în Deltă indicăm următoarele soluţii cu caracter exclusiv informativ:

1. Devierea undei de viitură a Dunării la Ceatalul Ismail pe braţul Chilia, prin construcţia unui baraj care să închidă braţul Tulcea, la punctul de defluenţă.

Pentru navigaţie se va construi o ecluză care va funcţiona în timpul diferenţelor de nivel ale apelor Dunării la Ceatalul Ismail. Pentru variaţia nivelului apelor după voinţă în braţul Tulcea, se vor prevedea vane de fund în corpul barajului. Inălţimea coronamentului barajului va fi stabilită pentru nivelul apelor maxime, astfel ca să funcţioneze insubmersibil.

Soluţia este simplă şi uşor de realizat avînd în vedere condiţiile tehnice de realizare şi volumele de lucrări reduse comparativ cu cele obişnuite în lucrările hidrotehnice de importanţă similară. Pentru a asigura scoaterea teritoriului Deltei de sub inundaţiile Dunării în această propunere este necesar a se completa grindurile malului braţului Chilia pe partea dreaptă cu diguri insubmersibile înzestrate cu stăvilare pentru alimentarea cu apă a zonelor din interiorul insulei Letea.

Soluţia are următoarele dezavantaje: navigaţia se va face prin ecluzare în timpul apelor mari; se influenţează regimul hidraulic al braţului Chilia pentru care este nevoie de asentimentul guvernului U.R.S.S.; se reduce fondul piscicol al Deltei cu populaţia piscicolă care vine cu unda de viitură din amonte, din bălţile Brăilei. Lucrarea are avantajul că este simplă, sigură, ieftină şi uşor de executat.

2. A doua variantă pentru asigurarea stăpînirii apelor în teritoriul Deltei constă în îndiguirea completă a celor trei braţe ale Dunării cu diguri insubmersibile. Acestea vor fi înzestrate cu vane şi stăvilare pentru admisia apei în canalele de alimentare interioare din teritoriul îndiguit. Soluţia este simplă şi uşor de realizat, fiind vorba de construcţii de diguri de pămînt şi lucrări de artă simple. Soluţia modifică, în principiu, regimul hidraulic al braţelor, dar fără a avea influenţe practice dezavantajoase sub raport hidraulic şi asupra navigaţiei internaţionale.

3. O a treia variantă pentru soluţionarea stăpînirii apelor în teritoriul Deltei este propunerea din varianta I, combinată cu varianta a II-a, în care la Ceatalul Sf. Gheorghe se propune construcţia unui baraj insubmersibil cu ecluză. Prin construcţia barajului, unda de viitură se deviază pe braţul Sf. Gheorghe, iar navigaţia se face prin ecluzare în epoca cînd între braţul Tulcea şi Sulina se prevede o diferenţă de nivel. Soluţia în varianta a treia comportă aceleaşi lucrări ca în varianta a II-a, mai puţin indiguirea la cote insubmersibile pe malurile Sulinei şi, în plus, un baraj cu ecluză

Dezavantajul soluţiei constă în condiţia ce rezultă pentru navigaţie de a se face prin ecluzare, ca în varianta I, iar volumul lucrărilor este întrucîtva sporit faţă de varianta a II-a. Economiile de cubaj care ar rezulta din reducerea digurilor nu vor compensa construcţia barajului cu ecluză şi sporul de înălţime cerut, în acest caz, de digurile insubmersibile de pe malurile braţului Sf. Gheorghe.

Această variantă prezintă însă avantajul că se transformă Canalul Sulina în canal principal pentru drenarea teritoriilor insulelor Letea şi Sf. Gheorghe. Acestea vor putea fi astfel inundate puternic în primul timp al viiturii de la începutul primăverii şi fertilizate prin apele Dunării bogate în subsanţe minerale, nutritive, evacuarea apei făcîndu-se în mod natural prin canalul Sulina.

Prezentul articol, care este întocmit cu scopul prezentării principiilor de amenajare a Deltei, nu îngăduie o descriere şi o detaliere mai largă a soluţiilor hidrotehnice indicate mai sus, pentru a se stabili o eficienţă a lor cît de sumară. Această eficienţă nu poate fi stabilită decît printr-un complex de studii speciale care trebuie întreprinse pentru proiectarea lucrărilor şi determinarea elementelor necesare.

★

Pentru aplicarea celui de-al doilea principiu de amenajare prin împărţirea teritoriului în unităţi naturale, aspectul geomorfologic al Deltei indică în linii mari unităţile ce iau naştere prin dirijarea apelor Dunării. Aceste unităţi sînt (vezi harta).

Unitatea naturală I. Complexul Razelm-Dranov, cuprins între cordonul litoral la est, terasa dobrogeană la vest şi sud şi digul de pe malul drept al braţului Sf. Gheorghe, la nord.

Unitatea naturală II. Zona marină Letea-Caraorman-Sulina, care se întinde între grindurile de formaţiune marină la vest şi cordonul de litoral la est.

Unitatea naturală III. Pardina-Stipoc, cuprinsă între grindul malului drept al braţului Chilia la nord şi grindul Stipoc la sud, incluzînd şi grindul Chilia.

Unitatea naturală IV. Fortuna-Matiţa, care completează insula Letea cuprinsă între Ceatalul Ismail şi grindurile Stipoc, malul stîng al braţului Sulina, grindurile Letea şi Chilia şi malul drept al braţuui Chilia.

Unitatea naturală V. Litcov situată în partea din amonte a insulei Sf. Gheorghe, cuprinsă între grindurile braţului Sulina şi Sf. Gheorghe, iar la vest grindul Caraorman.

Aceste unităţi mari, compartimentate în poldere, urmează să fie valorificate prin lucrări hidrotehnice adecvate ameliorărilor mixte determinate de gradul de evoluţie a solului şi de amplasamentul lor.

In linii generale, se pot da următoarele indicaţii:

Unitatea I. In suprafaţă de circa 174 000 ha, va fi rezervată pentru pescărie, exploatări stuficole, păşune şi fîneaţă ţinînd seama că în această unitate predomină caracterul piscicol.

Unitatea II. Letea-Caraorman-Sulina, care cuprinde grindurile Letea, Caraorman, Ivancea, Sărături etc. în suprafaţă de circa 75 000 ha va fi rezervată pentru stuf, pescărie, păşune şi plantaţii. Predomină stuful a cărei producţie va putea acoperi cu prisosinţă nevoile industriei de celuloză pentru următoarele cinci cincinale.

Unitatea III. Pardina-Stipoc, în suprafaţă de circa 30 000 ha, va fi rezervată pentru agricultură, pescărie şi plantaţii, agricultura avînd caracter predominant.

Unitatea IV. Fortuna-Matiţa, în suprafaţă de circa 70 000 ha va fi compartimentată printr-un dig transversal care pleacă din grindul Stipoc, pînă în malul Sulina şi împarte această unitate în două subunităţi sensibil egale, şi anume:

— subunitatea de nord, în care caracterul predominant va fi pescăria şi păşunatul, şi

— subunitatea de vest, care se întinde de la Ceatalul Ismail pînă în dreptul părţii de vest a marelui „M", în care va predomina agricultura.

Unitatea V. Litcov, cuprinsă între cele două braţe Sulina-Sf. Gheorghe şi grindul Caraorman, în suprafaţă de 40 000 ha, cu caracter predominant agricol.

Inafara cadrului acestor unităţi naturale dar în limitele teritoriale ale Deltei, rămîn afectate diferitelor folosinţe următoarele suprafeţe:

Şenalul şi albia majoră a braţelor Dunării, ostroavele din nord, regiunea la sud de malul drept al braţului Sf. Gheorghe limitată de platoul dobrogean, grindurile malului drept al braţului Chilia spre vărsare etc, care însumează o suprafaţă de circa 45 000 ha.

Repartiţia în linii mari pe suprafeţe şi folosinţe, în general, ar fi cea indicată în tabela 1.

Suprafaţa Deltei, în urma lucrărilor de amenajare integrală, ar putea fi astfel atribuită:

1. Pescărie şi stuf . . . . . . 180 000 ha
2. Agricultură, fîneţe, păşuni . . . 200 000 ha
3. Silvicultură . . . . 54 000 ha

— Pentru îmbunătăţirea condiţiilor de viaţă ale oamenilor muncii din Deltă, folosiţi în lucrările hidrotehnice şi de exploatare industrială a bunurilor economice, se cere ca toate îndiguirile să fie amenajate pentru a servi şi pentru comunicaţiile terestre din Deltă.

VI. CONCLUZII

Pentru întocmirea planului general de amenajare a Deltei Dunării, este necesar ca, în primul rînd, să se schimbe principiile care au guvernat pînă în prezent valorificările sporadice din Deltă, principii ce s-au rezumat la:

— ameliorări locale sub regimul natural al inundaţiilor Dunării;

— valorificări pe aspecte fără o coordonare a acestora, spre a fi aleasă cea mai proprie valorificare:

— soluţii provizorii de importanţă minoră faţă de ansamblul posibilităţilor pe care le oferă condiţiile naturale ale Deltei.

Incercările de valorificare a Deltei prin menţinerea oricăruia dintre aceste principii, vor fi sortite să compromită planul de amenajare integrală a Deltei Dunării.

Principiile noi ce se propun pentru întocmirea planului de amenajare integrală a Deltei Dunării sînt următoarele:

I. Stăpînirea apelor pentru asigurarea şi controlul producţiei.

II. Impărţirea teritoriului după specificul natural şi eficienţa lucrărilor hidrotehnice.

Tabela 1

Unitatea	Pescărie ha	Stuf ha	Agricultură ha	Grinduri insubmersibile ha	Fîneţe şi păşuni ha	Plantaţii şi rezervaţii naturale ha	Total
I. Complex Razelm	98 000	20 000	6 000	1 000	27 000	22 000	174 000
II. Zona marină	2 500	50 000	2 000	8 300	9 200	3 000	75 000
III. Pardina-Stipoc	1 500	—	23 000	1 700	2 500	1 300	30 000
IV. Fortuna-Matiţa	2 000	—	46 000	—	13 000	9 000	70 000
V. Litcov-Sf. Gheorghe	2 000	—	34 000	2 000	1 000	1 000	40 000
— Popina-Musura	—	—	4 000	—	—	3 000	7 000
— Ostroave naturale şi îndiguite	—	—	5 000	—	6 000	4 000	15 000
— Grinduri submersibile	—	—	—	—	3 500	5 500	9 000
— Şenal şi albie majoră	4 000	—	—	—	5 000	5 000	14 000
Total ha	110 000	70 000	120 000	13 000	67 200	53 800	434 000

III. Determinarea de către specialiști biologi a celor mai favorabile exploatări.

IV. Grija ca prin lucrările de exploatare ce se vor face în scopul valorificării bunurilor economice, să se îmbunătățească condițiile de viață ale oamenilor chemați a munci pentru realizarea producției.

V. Coordonarea tuturor lucrărilor de valorificare de către un organ central de stat, care să fie suficient dotat pentru a cunoaște toate problemele ce sînt implicate în planul general de amenajare și care să prezinte suficiente garanții de obiectivitate încît coordonarea să nu sufere deformații.

VI. Proiectarea lucrărilor ce se fac de către instituțiile interesate, trebuie puse sub directivele și controlul organului coordonator.

VII. Inființarea unei stații experimentale cu scop hidroameliorativ în Delta Dunării.

Calculul bazinelor de retenție a apelor de ploaie la canalizări

Conf. ing. A. Melzer

Bazine de retenție a apelor de ploaie la canalizări se folosesc în două cazuri:

1) cînd canalizarea apelor de ploaie trebuie vărsată într-un colector existent cu capacitate de debit limitat;

2) cînd apa de ploaie trebuie pompată.

Cele două cazuri se pot prezenta combinate după împrejurări.

In ambele cazuri bazinul de retenție servește la acumularea unei anumite cantități de apă în timpul ploii torențiale, astfel, încît pomparea sau scurgerea liberă să se poată face cu debite mult mai mici decît cele ale canalizării.

Necesitatea intercalării bazinelor de retenție s-a prezentat în ultimul timp foarte frecvent la canalizarea unor fabrici și, mai ales, a bazelor de producție și de prefabricate ale Ministerului Construcțiilor, așezate la marginea orașelor și de obicei în amonte de oraș, astfel încît vărsarea în colectoarele orașului sau prin conducte lungi de pompare nu se poate face decît cu debite limitate și, uneori, foarte mici.

Debitul maxim al apelor de ploaie canalizate la o fabrică de acest fel este de ordinul 1—3 m^3/s.

La orașe mijlocii, cu suprafețe de 300—400 ha, debitul poate fi de ordinul 10—15 m^3/s.

Debitele pompate sau care pot fi primite în colectoare existente sînt mult mai mici, de ordinul 50—300 l/s.

Calculul debitelor maxime în canalele de ape pluviale se face după curbele funcției $i=f\,(t)$, unde i este intensitatea ploii torențiale exprimată în l/s, iar t este durata ploii în minute. Fiecărei frecvențe îi corespunde o curbă deosebită, valorile intensităților fiind, bineînțeles, cu atît mai mari cu cît durata ploii este mai mică și cu cît frecvența este mai mică. Pentru frecvențele $\frac{1}{1}$, $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{3}$, $\frac{1}{5}$, STAS 1846 — 50 dă curbele $i=f\,(t)$ după formula $i=\frac{A}{\sqrt{t}}$, în care A este o constantă cu valoarea 387 pentru frecvența 1/1, iar pentru frecvențele $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{3}$, $\frac{1}{5}$ se înmulțește cu coeficienții 1,3; 1,5 și 1,8.

Valoarea $A=387$ pentru frecvența $f=\frac{1}{1}$ corespunde exprimării intensității 1/s·ha, cînd t se exprimă în minute.

Pentru calculele noastre. tabela 1 conține valorile A pentru $f=1/1$, $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{3}$, $\frac{1}{5}$ corespunzătoare exprimării intensității i în m^3/min·ha.

Tabela 1

f	A
1/1	23,20
1/2	30,18
1/3	34,83
1/5	41,80

Fig. 1 redă cele patru curbe, conform STAS 1846-50, care prevede ca pentru industrii să se calculeze cu frecvența 1/5 cel puțin, iar canalizările orașelor, după mărime, cu frecvențele 1/1—1/3.

Se prevede de asemenea că durata minimă a ploii de calcul este 10—15 min, după cum pantele terenului sînt mai mari sau foarte mici.

Aceasta pentru a ține seamă de timpul necesar apei de ploaie ca să ajungă de la suprafeţele exterioare pînă în canalul subteran de scurgere.

Acest interval stă de altfel şi la dispoziţie în staţia de pompare pentru punerea în funcţiune a pompelor, fie automat prin plutitori pe suprafaţa apei din bazin, fie manual în intervalul de la începerea ploii pînă la sosirea apei prin canalul colector.

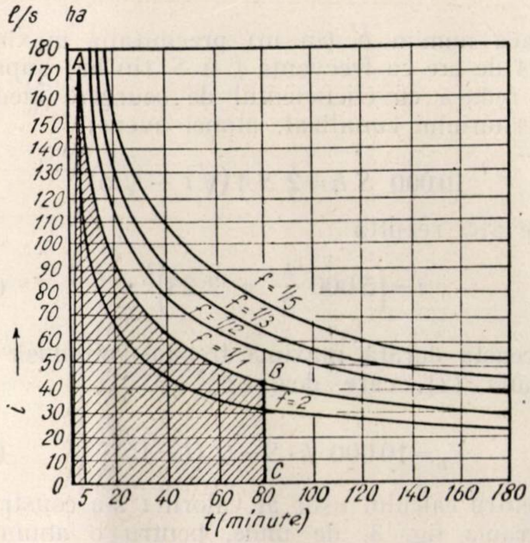


Fig. 1

Ploaia torenţială nu-şi păstrează intensitatea constantă, ci aceasta scade cu timpul după o lege hiperbolică de tipul curbelor din fig. 1.

Cantitatea de apă ce se scurge în canalizare de la o suprafaţă de 1 ha şi care trebuie acumulată în bazinul de retenţie este reprezentată prin suprafaţa *OABCO* (fig. 1). Ea este exprimată prin:

$$V_0 = \int_5^t i \, dt + i_5 \frac{5'}{2} \cdot \qquad (1)$$

Creşterea intensităţii de la *O* pînă la 5' se face după o linie dreaptă.

Volumul întreg de apă ce se scurge de la o suprafaţă *S* (ha), socotind suprafaţa redusă cu coeficientul de scurgere mediu al teritoriului canalizat, este dat prin:

$$V = S \cdot V_0 = SA \int_5^t \frac{dt}{\sqrt{t}} + \frac{SA \cdot 5}{2\sqrt{t}}$$

sau

$$V = 2\ SA(\sqrt{t} - \sqrt{5}) + \frac{SA}{2}\sqrt{5}$$

$$V = SA(2\sqrt{t} - 1{,}5\sqrt{5}) \qquad (2)$$

Dacă debitul pompat este *Q* exprimat în l/min volumul de acumulare al bazinului va fi:

$$V_b = SA(2\sqrt{t} - 1{,}5\sqrt{5}) - Q(t - 15) \cdot \qquad (3)$$

La acest calcul se admite că punerea în funcţiune a întregii capacităţi a staţiei de pompare se face după primele 15 min sau că foarte scurt timp după aceea diversele agregate se pun succesiv în funcţiune.

În practică, timpul în care se pun în funcţiune succesiv agregatele este foarte scurt (3—5 min) dacă nivelele declanşărilor automate ale plutitorilor din bazin sînt distanţate de 15—20 cm.

Pentru a putea aplica formula (3) trebuie determinată valoarea *t*, adică durata caracteristică a ploii de calcul.

Această durată nu trebuie confundată cu durata ploii de calcul al debitului maxim al canalizării, durată care este egală cu timpul de scurgere a apei de la capătul amonte cel mai depărtat al colectorului pînă la vărsarea în bazin.

Durata caracteristică pentru calculul bazinului de retenţie nu poate fi determinată decît prin condiţia că, cantitatea totală de apă căzută în timpul unei ploi torenţiale este cel mult egală cu precipitaţia maximă zilnică (24 de ore). În observaţiile Institutului meteorologic, azi D.G.H., făcute în diversele localităţi ale ţării, este rareori înregistrată durata ploilor torenţiale, analizată după diversele faze ale ploii în desfăşurarea ei. Această analiză s-a făcut numai pentru înregistrările pe 36 ani a pluviografului staţiunii Filaret din Bucureşti, iar curbele cu ploi de egală frecvenţă astfel obţinute au servit la stabilirea formulei simplificate din STAS 1846-50. Pentru alte localităţi nu s-a făcut pînă azi, după cunoştinţa noastră, analiza înregistrărilor pluviografice, astfel încît nu dispunem decît de înregistrările ombrometrelor obişnuite şi numai rareori se dau şi duratele globale ale ploilor torenţiale. Sînt înregistrate însă ploile pe 24 de ore, din care se pot alege maximele atinse sau depăşite cu frecvenţele cu care se calculează reţeaua de canalizare, dacă se dispune de înregistrări pe 15—25 ani, ceea ce este cazul la majoritatea localităţilor mai mari, care au staţiuni ombrometrice.

Durata totală a unei ploi torenţiale cu frecvenţă dată (frecvenţa de calcul) nu poate fi mai mare decît cea corespunzătoare unei cantităţi de apă egală cu precipitaţia pe 24 de ore cu aceeaşi frecvenţă, chiar dacă s-ar produce două ploi torenţiale pe zi, ceea ce este foarte rar.

Pentru calculul capacităţii bazinului de retenţie nu importă de fapt felul desfăşurării intensităţii ploii torenţiale, ci numai cantitatea totală de apă căzută, iar durata totală a ploii serveşte la calculul cantităţii pompate în timpul ploii. Diferenţa dintre aceste cantităţi, conform formulei (3), reprezintă volumul de acumulare necesar în bazin (fig. 2).

In fig. 2 curba 2 $SA(\sqrt{t}-\sqrt{5})$ reprezintă curba sumelor, adică a volumelor de apă sosite în bazinul de retenţie. Linia dreaptă $Q\ (t-15)$ reprezintă volumul de apă pompat.

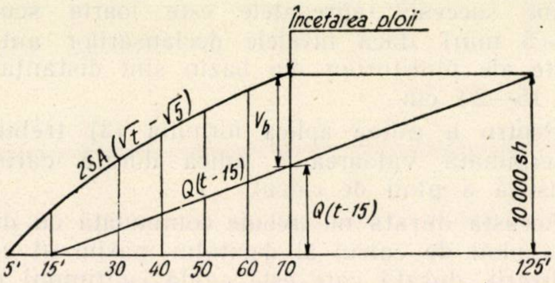


Fig. 2

In exemplul reprezentat în fig. 2, după 70 de minute ploaia încetează. La 70 de minute, diferenţa ordonatelor celor două linii este maximă şi are valoarea $SA\ 2(\sqrt{70}-\sqrt{5})-Q\ (70-15)$, care este tocmai volumul de acumulare necesar al bazinului. Valoarea $SA\ 2(\sqrt{t}-\sqrt{5})$ este identică cu $10\,000\ S\ h$, dacă t este durata maximă calculată cu formula (5) reprezentată în diagrama din fig. 3.

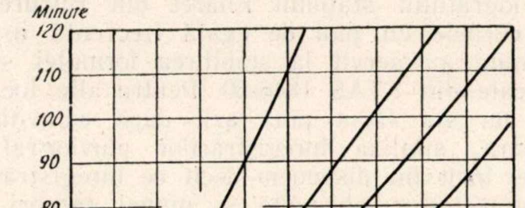


Fig. 3

Epuizarea întregului volum acumulat în bazin se face cu debitul constant Q în 125 min la exemplul reprezentat în fig. 2.

Pentru a calcula durata maximă a ploii torenţiale corespunzătoare precipitaţiei maxime zilnice cu frecvenţa respectivă se identifică volumul apei căzute după variaţia în timp reprezentată prin curba ploii respective, adică volumul:

$$V=2SA\left(\sqrt{t}-\sqrt{5}\right), \tag{4}$$

reprezentat in fig. 1 prin suprafaţa haşurată *OABCO*, cu cantitatea maximă înregistrată în 24 de ore cu frecvenţa la fel ca a ploii de calcul.

Dacă numim h (în m) precipitaţia maximă pe 24 de ore cu frecvenţa f şi S (în ha) suprafaţa redusă cu coeficientul de scurgere mediu al teritoriului canalizat, atunci avem:

$$10\,000\ S\,h=2\ SA\left(\sqrt{t}-\sqrt{5}\right)$$

şi de aici rezultă

$$t=\left(5\,000\,\frac{h}{A}+2{,}23\right)^2 \cdot \tag{5}$$

Această durată maximă trebuie introdusă în formula (3), care devine:

$$V_b=10\,000\ h\cdot S-Q\ (t-15)\cdot \tag{6}$$

Pentru calculul uşor al valorii t s-a construit diagrama fig. 3, de unde, pentru o anumită valoare h în mm pentru o anumită frecvenţă de calcul se obţine t în min.

Valoarea h trebuie determinată pentru fiecare localitate în parte. Ca exemplu s-au găsit pentru Bucureşti din înregistrări pe 15 ani, următoarele valori:

f	h, mm
1/1	28
1/2	44
1/3	55
1/5	56

maximum 84 mm

Pentru Galaţi s-a găsit:

f	h, mm
1/1	19
1/2	40
1/3	47
1/5	60

maximum 69 mm

De asemenea, pentru Bîrlad:

f	h, mm
1/1	17
1/2	32
1/3	38
1/5	47

maximum 82 mm

Debitul total de pompare trebuie să fie însă cel puţin atît de mare, încît tot volumul de apă să se evacueze în cel mult 24 de ore, pentru ca bazinul să poată primi a doua zi o altă ploaie torenţială care poate surveni.

Această condiţie se exprimă prin:

$$Q_{min} = \frac{S\,h\cdot 10\,000}{24\times 60} \cong 7\ S\,h\cdot \qquad (7)$$

Cu formulele (5), (6) şi (7) se poate calcula volumul necesar al bazinului de retenţie în orice condiţie locală.

Următorul exemplu numeric arată ordinele de mărime ce se întîlnesc în practică:

$S=6$ ha (fabrică cu cca 12 ha teritoriu);
$f=1/3$, $h=50$ mm;
După diagrama fig. 3 rezultă: $t=83$ min;
$Q_{min} = 7\cdot S\,h = 7\cdot 6\cdot 0{,}05 = 2{,}1$ m^3/min;
Luăm $Q=4{,}5$ m^3/min$=66$ l/s.
După formula (6) rezultă:

$$V_b = 10\,000\cdot 6\cdot 0{,}05 - 4{,}5\,(83-15) = 2\,690\ \text{m}^3.$$

Bazinul va trebui, deci, să aibă un volum de 2 700 m^3.

Dacă debitul pompat ar fi de 24 m^3/min, bazinul ar putea fi de numai 1 368 m^3, dar aceasta nu înseamnă că costul ansamblului bazin-pompe ar fi mai mic, deoarece costul pompelor creşte mult mai rapid decît cel al bazinului.

Bazinele mari sînt foarte economice, dar cer mult loc şi nu sînt prea salubre, deci nu pot fi aşezate în cuprinsul oraşelor.

Irigaţiile în R. P. Bulgaria

Ing. Const. Haret

(I)

Apropierea geografică dintre R.P. Bulgaria şi R.P. Romînă, condiţiile naturale asemănătoare ale unor părţi din teritoriile acestor ţări, precum şi legăturile istorice dintre popoarele bulgar şi romîn, fac ca interesul reciproc pentru cunoaşterea realităţilor de pe cele două maluri ale Dunării să fie legitim.

Prezentăm cititorilor acestei publicaţii una din problemele mai noi ale Bulgariei moderne, problema irigaţiilor.

Materialul prezentat în acest articol a fost cules cu ocazia unei călătorii făcute în R.P. Bulgaria, în vara anului 1956.

Importanţa acestor irigaţii este ilustrată de următoarele cifre: 360 000 ha teren arabil au fost scoase pînă acum de sub influenţa secetelor, şi pentru asigurarea apei pentru irigaţie, energie şi alte folosinţe, şapte lacuri de acumulare mari au fost construite în ultimii ani. Raportată la suprafaţa totală a Bulgariei, suprafaţa irigată în 1956 reprezintă 3,2% sau 8,2% din suprafaţa arabilă. Ritmul dezvoltării irigaţiilor, cu soluţiile date problemelor puse de condiţiile naturale ale Bulgariei, prezintă un deosebit interes pentru agricultura ţării noastre, şi realizările vecinei noastre de la sudul Dunării constituie pentru noi o experienţă deosebit de preţioasă.

Înţelegerea problemelor irigaţiei din Bulgaria şi posibilitatea comparaţiei cu ţara noastră sînt condiţionate de cunoaşterea elementelor naturale legate de irigaţie. În capitolul ce urmează se vor prezenta aceste condiţii, succint, şi numai în măsura cerută de problemă.

Condiţiile naturale în R. P. Bulgaria

R.P. Bulgaria este situată în partea răsăriteană a peninsulei balcanice, între paralelele 41° şi 44° latitudine nordică şi meridianele 22° şi 29° longitudine estică.

Spre nord, Dunărea o desparte de ţara noastră, Marea Neagră o mărgineşte spre răsărit, iar spre sud şi spre vest, un hotar convenţional de-a lungul unor creste muntoase o desparte de Turcia, Grecia şi R.P.F. Iugoslavia.

R.P. Bulgaria are o întindere de 110 842 kilometri pătraţi.

Relieful este foarte variat (fig. 1). Pe valori altitudinale, faţă de nivelul Mării Negre, formele principale de relief sînt:

—între 0 şi 200 m, cîmpiile joase, ocupînd aproximativ 32% din suprafaţa ţării;

— între 200 şi 1 000 m, dealurile şi cîmpiile înalte, reprezentînd forma de relief predominantă (52%);

— peste 1 000 m, munţii, care acoperă aproximativ 16% din teritoriu.

Cea mai întinsă zonă de cîmpie este Cîmpia Dunăreană, care se întinde de la gura Timocului, urmăreşte Dunărea, cu lăţimi variind între 10 şi 60 km, pînă la intrarea acesteia pe teritoriul nostru, şi se termină pe graniţa dobrogeană la 50—60 km est de Silistra. Înclinarea acestei unităţi naturale este spre nord, cu o pantă mijlocie de la 3‰ pînă la 20‰.

Rîurile care coboară din Balcani spre Dunăre brăzdează adînc această formă de relief, asigurîndu-i un drenaj bun.

Procesul geologic de formare a Cîmpiei Dunărene de pe partea dreaptă a fluviului este acelaşi ca şi în Cîmpia Romînă. Un sfert de loess acoperă şi aici materialul aluvionar adus din munţi, iar crovurile atît de frecvente la noi între Dunăre şi Ialomiţa se văd şi la sud de Dunăre, dar cu o frecvenţă mult mai mică. Eficienţa drenajului extern explică această deosebire.

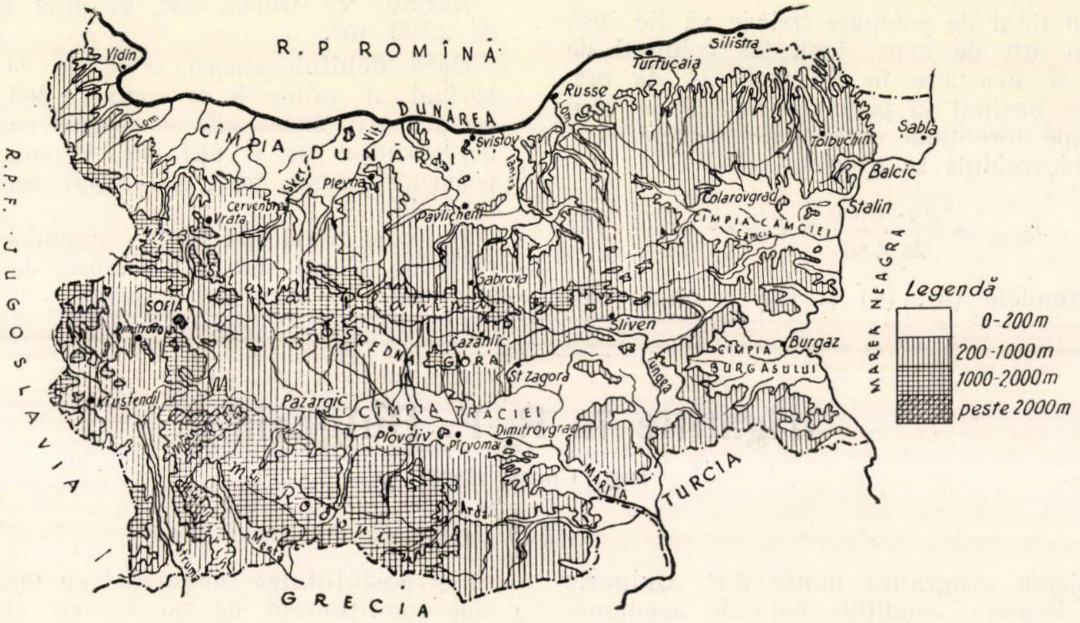

R. P ROMÎNĂ
R. P. F. JUGOSLAVIA
GRECIA
TURCIA
MAREA NEAGRĂ
DUNĂREA
CÎMPIA DUNĂRII
CÎMPIA CAMCIEI
CÎMPIA BURGASULUI
CÎMPIA TRACIEI
SREDNA GORA
Stara Planina
Rodopi
Vidin
Lom
Isker
Vit
Iantra
Svistov
Plevna
Cervenbreg
Vrata
Pavlicheni
Gabrova
SOFIA
Dimitrovo
Kiustendil
Cazanlic
St Zagora
Pazargic
Plovdiv
Pirvomai
Dimitrovgrad
Arda
Mesta
Struma
Silistra
Turtucaia
Russe
Lom
Tolbuchin
Sabla
Balcic
Colarovgrad
Stalin
Camcia
Sliven
Burgaz
Tungea
MARIŢA
Legendă
0-200m
200-1000m
1000-2000m
peste 2000m

Fig. I. Schiţa reliefului R. P. Bulgaria şi reţeaua hidrografică.

Din punctul de vedere al reliefului, Cîmpia Dunăreană oferă foarte bune condiţii pentru aplicarea irigaţiilor.

În marea formă depresionară dintre lanţul Balcanilor şi munţii Rodopi din sudul ţării, străbătută de rîul Mariţa, se găseşte Cîmpia Traciei sau a Mariţei. Ea s-a format tot prin umplerea fostului golf de odinioară cu aluviuni aduse din munţi.

Lărgimea Cîmpiei Traciei creşte de la vest spre est, avînd valori de la 5 la 80 km. Rîul Mariţa o împarte în două părţi asimetrice: partea de nord are o lărgime medie de 25—30 km şi chiar mai mult, o pantă spre sud de aproximativ 3‰ şi foarte bune condiţii de irigaţie; partea de sud este mai îngustă (în medie 10 km lărgime) şi este înclinată spre nord cu o pantă medie de 10‰.

Spre Marea Neagră, despărţite între ele de cele mai răsăritene culmi ale Balcanilor, se găsesc două cîmpii mai mici; la nord Cîmpia Camciei, iar la sud Cîmpia Burgasului. Ambele sînt înclinate de la vest spre est cu o pantă medie de circa 3‰; lăţimea medie a lor este de 40—50 km; condiţii bune de irigaţie sînt în ambele unităţi naturale.

De o mai mică importanţă din punctul de vedere al mărimii, lunca rîului Struma de 5—6 km lărgime, cu pante mari, care ating uneori valoarea de 15%, se irigă datorită caracterului arid al climatului.

Cele două cîmpii mari sînt despărţite între ele de cel mai lung lanţ muntos din toată peninsula: Balcanii sau Stara Planina. Ei au o lungime de aproape 600 km, lărgimea lor variază între 20 şi 80 km, iar înălţimea medie este de 1 500—2 000 m. Împărţindu-şi apele şi spre o cîmpie şi spre cealaltă, ei oferă bune condiţii naturale pentru irigarea celor două cîmpii alăturate.

Munţii Sredna Gora, dispuşi paralel cu Balcanii şi foarte apropiaţi de aceştia, pot fi consideraţi ca făcînd parte din acelaşi masiv. Prezenţa lor determină existenţa unor zone depresionare cu caractere naturale deosebite. Protejate contra vînturilor reci şi a gerurilor iernii, cu veri mai puţin uscate, în aceste depresiuni se dezvoltă plantele care iubesc o climă mai dulce: viţa de vie, arbori fructiferi, plante medicinale şi industriale preţioase ca trandafirul de ulei, tutunurile Virginia etc.

În sudul ţării masivul muntos al Rodopilor, lat de 60—80 km, este bogat în precipitaţii. Ei se continuă spre vest pînă în valea Strumei, cu cei mai înalţi munţi ai Bulgariei, munţii Rila şi Pirin.

Zona dealurilor, mai largă de o parte şi de alta a Balcanilor, prezintă condiţii bune pentru folosirea irigaţiilor în regiunile depresionare (cîmpiile înalte). Astfel de depresiuni se găsesc la Sevlievo pe Rosiţa şi Botevgrad pe Isker, în cîmpia Sofiei, la Pirdop pe Topolniţa, la Karlovo pe Streama şi la Kazanlîk pe Tungea, la Poleanovgrad, în partea sudică a rîului Struma, la Goţe Delcev pe valea Mesta etc.

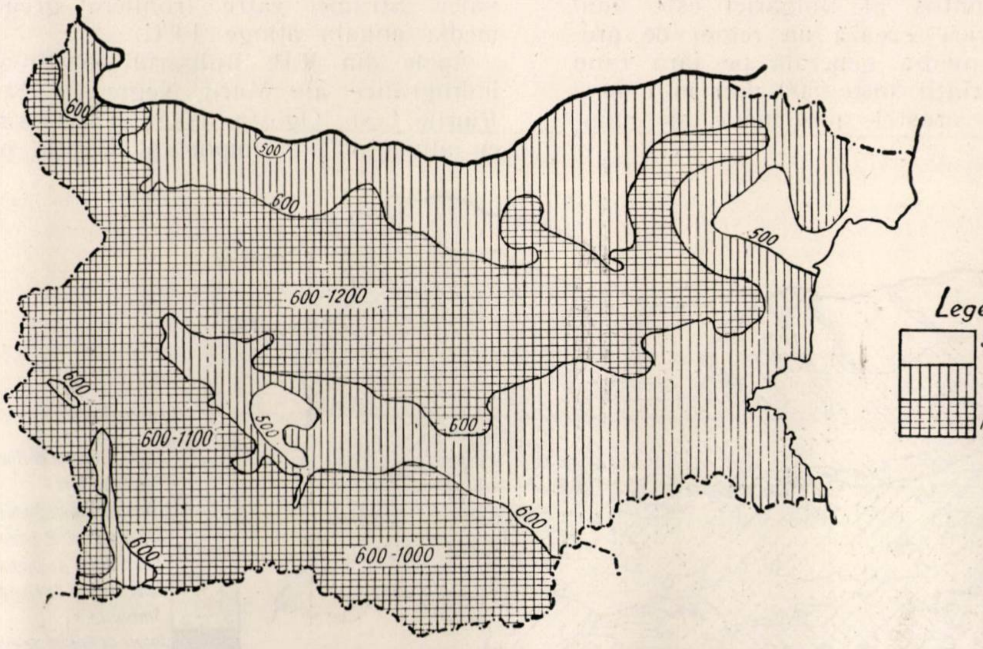

600
500
600
500
600-1200
600
600-1100
500
600
600
600
600-1000
Legendă
Sub 500mm
500-600mm
peste 600mm

Fig. 2. Schiţa precipitaţiilor medii anuale.

Zona dealurilor oferă condiţii bune pentru crearea lacurilor de acumulare mai mari, necesare regularizării debitului şi asigurării apei pentru irigaţii.

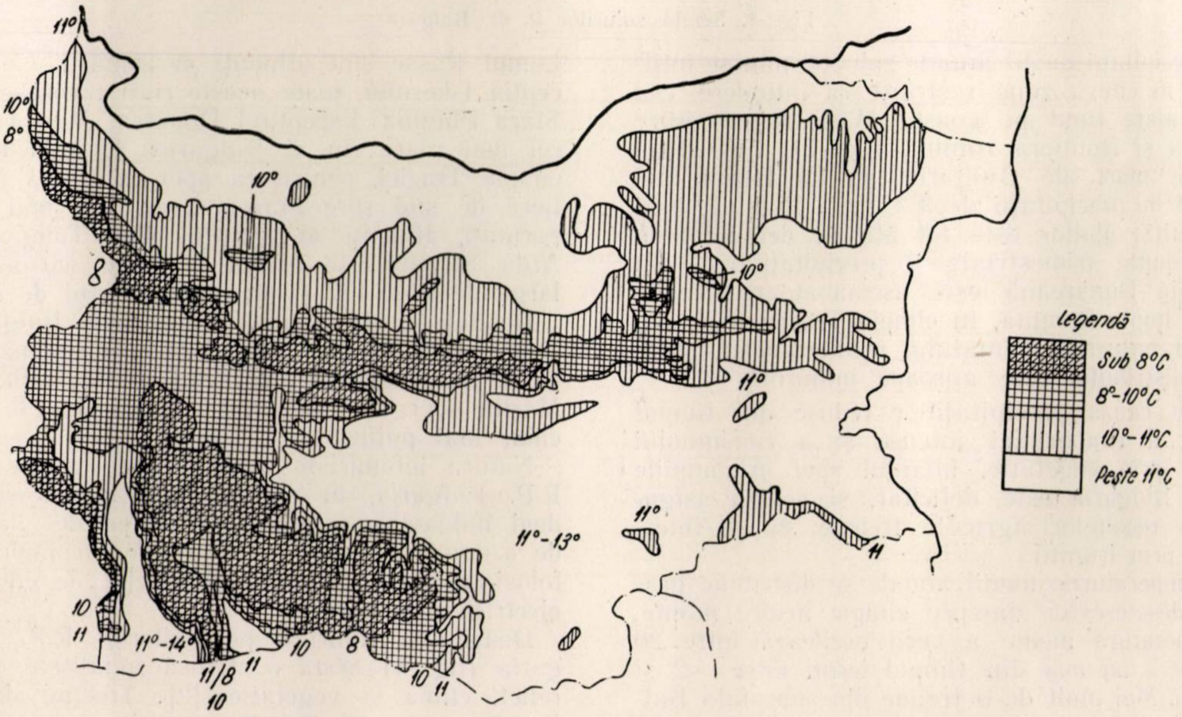

11°
10°
8°
10°
8
10°
11°
11°
11°-13°
11
10
11
11°-14°
11
10
8
11/8
10
10
11
legendă
Sub 8°C
8°-10°C
10°-11°C
Peste 11°C

Fig. 3. Schiţa temperaturilor medii anuale.

Prin poziţia lor, culmea înaltă a Balcanilor împarte Bulgaria în două provincii naturale deosebite din punct de vedere climatic: Bulgaria de nord, sub influenţa climatului continental european, şi Bulgaria de sud, cu un regim climatic puternic influenţat de apropierea Mediteranei. În timp ce Bulgaria de nord este bătută de vînturile de nord şi nord-est, la adăpostul paravanului muntos Bulgaria de sud este ferită de aceste vînturi. Bulgaria de nord este supusă vara la călduri mari și iarna la înghețuri mari, în timp ce în Bulgaria de sud valorile extreme sînt mai mici. Prezența Rodopilor face ca influența mediteraneană în Bulgaria de sud să fie mai atenuată.

Caracterul muntos al Bulgariei este unul dintre factorii care crează un regim de precipitații bogat, media generală pe țară fiind 670 mm, cu variații între 500 mm în cîmpie și 1 200 mm pe crestele mai înalte ale munților.

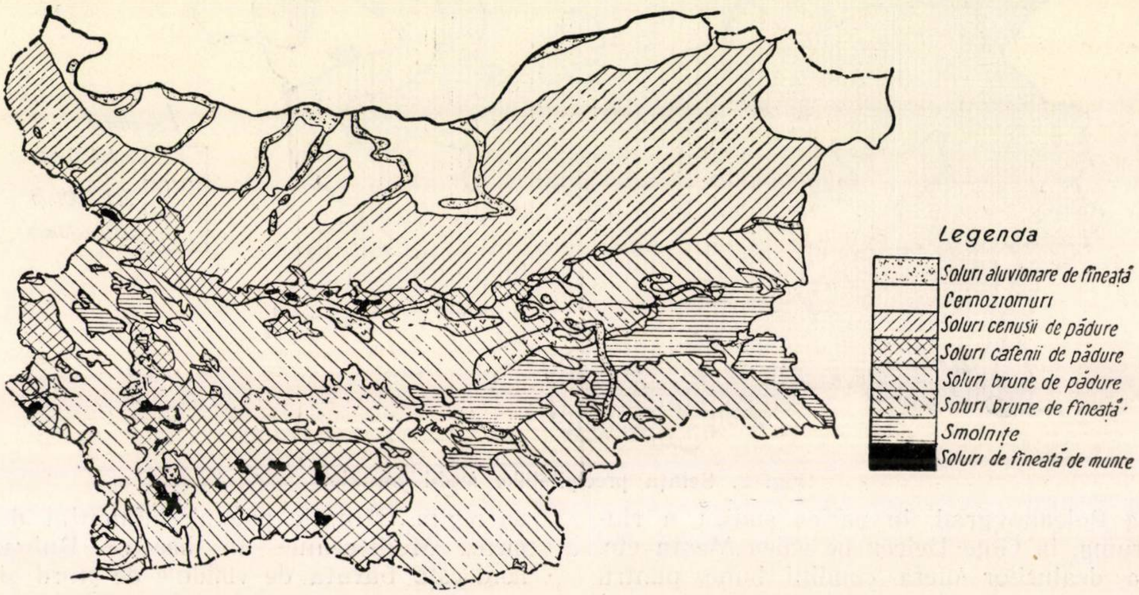


Fig. 4. Schița solurilor R. P. Bulgare.

Precipitații medii anuale sub 500 mm se întîlnesc în cîteva zone restrînse ca întindere, cea mai mare fiind pe coasta Mării Negre, între Varna și frontiera romînă (fig. 2). Cele două cîmpii mari ale Bulgariei au un regim mai bogat de precipitații decît Cîmpia Romînă, însă repartiția ploilor este tot atît de defavorabilă. Distribuția trimestrială a precipitațiilor din Cîmpia Dunăreană este asemănătoare aceleia din Cîmpia Romînă, în cîmpia Traciei însă, din cauza influenței climatului mediteranean, această distribuție este aproape uniformă.

Din cauza precipitațiilor reduse din timpul verii, a evaporației intense și a consumului mare prin vegetație, bilanțul apei în cîmpiile R.P. Bulgaria este deficitar, și pentru asigurarea recoltelor agricole trebuie să se intervină prin irigații.

Temperaturile medii anuale se distribuie gradat descrescător dinspre cîmpie înspre munte. Temperatura medie a verii oscilează între 20 și 24°C, iar cea din timpul iernii între —2 și +2°C. Mai mult de o treime din suprafața Bulgariei, mai ales cîmpia, are temperatura medie anuală mai mare de 11°C (fig. 3), iar izohieta respectivă coincide aproximativ cu curba hipsometrică de 200 m. Trecînd spre sud, temperatura medie anuală descrește, ajungînd minimul de 4°C pe crestele munților, de unde, coborînd spre cîmpia Traciei, crește din nou atingînd în valea Mariței 12°C sau chiar 13°C în partea din aval a acestui rîu și pe litoral.

Cea mai caldă regiune din Bulgaria este valea Strumei către frontiera greacă, unde media anuală atinge 14°C.

Apele din R.P. Bulgaria aparțin bazinelor hidrografice ale Mării Negre și Mării Egee. Rîurile Lom, Ogosta, Isker, Vit, Ossîm, Iantra cu afluentul mai important Rosița, precum și Lomul Russe sînt afluenți ai Dunării. Cu excepția Iskerului, toate aceste rîuri izvorăsc din Stara Planina. Exceptînd Dunărea, Marița este cel mai mare rîu al Bulgariei. El udă toată cîmpia Traciei, pentru ca apoi să treacă frontiera de sud spre Marea Egee. Cei mai importanți afluenți ai Mariței sînt Tungea și Arda. Struma este un rîu de munte, cu o vale largă de 5—6 km și un climat destul de arid.

Debitele medii anuale ale rîurilor Bulgariei sînt în general mici, cel al Mariței nedepășind 65 m³/s. Vara debitele scad foarte mult, pe Marița scurgîndu-se uneori numai 5 m³/s sau chiar mai puțin.

Natura terenurilor traversate de rîurile din R.P. Bulgaria, în regiunile de munte și de deal îndeosebi, permite construirea de lacuri de acumulare pentru regularizarea debitelor și folosirea acestora pentru producția de energie electrică și la irigații.

Distribuția solurilor pe teritoriul R.P. Bulgaria (fig. 4) arată o strînsă zonalitate după relief, climă și vegetație [2]. Trecînd de la Dunăre spre sud, tipurile de sol se succed în fîșii aproape paralele cu Dunărea și Balcanii, orientate aproximativ de la vest spre est.

Cernoziomurile, situate în zona de șes, reprezintă pămînturile cele mai fertile. Ele s-au dezvoltat în zonele climatice cu temperatura medie anuală între 10,5 și 12°C și precipitațiile medii anuale între 530 și 610 mm [1], deci într-un climat mai cald și mai ploios decît al cernoziomurilor noastre.

Spre deosebire de cernoziomurile noastre, cele bulgărești nu sînt negre, ci castanii sau cafenii, din cauza că au un conținut de humus mai redus. Pedologii bulgari [1] consideră că procentul mai redus de humus se datorește nu insuficienții substanțelor organice ca în solurile de stepă, ci din cauza că, în condițiile de climă mai caldă și mai umedă ca la noi, descompunerea substanței organice este mai puternică și, din această cauză, nu se mai depune atîta humus. Din cauza prelucrării îndelungate și neraționale, acest sol și-a pierdut structura și a devenit mai prăfos.

Solul care acoperă zona dealurilor și a cîmpiilor înalte ale Bulgariei de nord este cel cenușiu de pădure. El are orizontul *B* bine dezvoltat (30—120 cm) și foarte argilos.

În ordinea crescîndă a altitudinii, spre sud urmează solul cafeniu de pădure care acoperă zona superioară a dealurilor și zona de munte, sub pădurile de fag și de conifere. Acest sol este asemănător celui de la noi, cu deosebirea că în R.P. Bulgaria se găsește la înălțimi mai mari, acolo unde la noi, în mod normal, se dezvoltă podzolul [1].

Zonei dealurilor din Bulgaria de sud îi corespunde un alt tip de sol decît cel din zona de dealuri din regiunea de nord a țării, și anume solul brun de pădure. Se deosebește de celălalt prin reacția lui bazică și prin orizonturile mai bine dezvoltate, ca o urmare a condițiilor climatice diferite în care s-a format: verile mai calde, iernile mai sărace în zăpadă etc. Solul brun de pădure s-a format sub influența vegetației zonei stejarului.

În cîmpiile înalte cu relief depresionar din zona acestui sol, se deosebește un subtip al acestuia, solul brun de fîneață, creat în condițiile unui microclimat local mai cald și mai umed.

Cîmpiile joase din Bulgaria de sud sînt acoperite cu un sol mai negru, cu un orizont cu humus foarte dezvoltat (65—150 cm), denumit cu termenul bulgar „smolniță" [1]. Culoarea neagră nu este datorită bogăției în humus (3—5%), ci mai curînd calității acestuia. Smolnițele au un caracter argilos greu (argila 52—78%) și pierd ușor aerul și apa din masa lor. Se prelucrează greu, la umezeală sînt foarte lipicioase, iar la uscăciune se contractă și crapă. Adaosul de var le îmbunătățește proprietățile fizice.

În luncile rîurilor se găsesc soluri aluvionare și aluviuni. Prin calitățile avantajoase pentru irigație pe care le prezintă, măsurile de irigare s-au aplicat de la început pe aceste terenuri.

În general, solurile bulgare din zonele irigabile se deosebesc de ale noastre prin caracterul lor mai greu și prin procentul mai mic de humus.

Irigațiile în R. P. Bulgaria

În anul 1944 R.P. Bulgaria avea 37 000 ha irigate, majoritatea în Bulgaria de sud pe valea Mariței, unde exista o tradiție veche de cîteva sute de ani, mai ales în ce privește cultura legumelor și a orezului.

Programul de lucrări noi de irigare s-a inițiat după seceta din anii 1946—1947, cînd s-a hotărît de a se rezolva în mod definitiv problema deficitului de apă de pe pămînturile agricole.

Debitele naturale reduse și concurența dintre diferitele sectoare economice au ridicat problema coordonării folosirii apei. Două principii stau la baza folosirii surselor de apă ale R.P. Bulgaria:

— apa să fie folosită în mod complex, pentru satisfacerea tuturor cererilor: irigare, energie, piscicultură, alimentare cu apă, agrement, sporturi, navigație etc. și

— nici o cantitate de apă să nu ajungă la frontierele țării înainte de a fi fost folosită.

Planul de amenajare integrală. Folosirea complexă și dirijată a apelor a cerut întocmirea unor planuri de amenajare integrală coordonate pe țară, lucrare care este în curs de desfășurare. Întocmirea planurilor se face prin colaborarea tuturor sectoarelor interesate. După ce se primește aprobarea forurilor răspunzătoare (științifice, tehnice, economice etc.), aceste planuri capătă putere de lege și toate lucrările de folosire a apelor trebuie să se încadreze în ele. În realizarea planurilor se urmărește o ordine impusă de considerente constructive, economice, social-politice etc.

Astfel, lucrările de ameliorații, deci și cele de irigații, au trecut de la faza de lucrări întîmplătoare, izolate, la faza de lucrări coordonate, care fac parte organic dintr-un ansamblu.

Fig. 5 reprezintă o schiță a planului de amenajare integrală a R.P. Bulgaria. Suprapusă peste schițele condițiilor naturale, se constată că se prevede irigarea tuturor regiunilor de cîmpie, unde precipitațiile sînt mai puțin bogate, temperaturile mai înalte în timpul verii, solul mai fertil.

Se apreciază că prin regularizarea debitelor tuturor rîurilor din R.P. Bulgaria se vor putea iriga circa 900 000 ha în jumătatea de nord a țării și 750 000 ha în cea de sud, în total circa 38% din suprafața arabilă a R.P. Bulgaria. Colectată în lacurile de acumulare în zonele de munte și de deal, apa va fi trecută prin instalații hidroenergetice unde energia ei de cădere va fi transformată în energie electrică. După unele calcule, producția anuală de energie electrică a R.P. Bulgaria, după regularizarea debitelor, va fi de aproximativ 10 miliarde kWh.

Pe rîul Tungea (cel mai mare afluent al Mariţei), de exemplu, planul de amenajare integrală prevede construirea a 11 lacuri de acumulare cu un volum total de 800 milioane m³ pentru irigarea a 270 000 ha. Trecută prin 15 staţiuni hidroelectrice, cu o putere instalată totală de 100 000 kW, apa acumulată va da o producţie de energie electrică anuală de 250 milioane kWh.

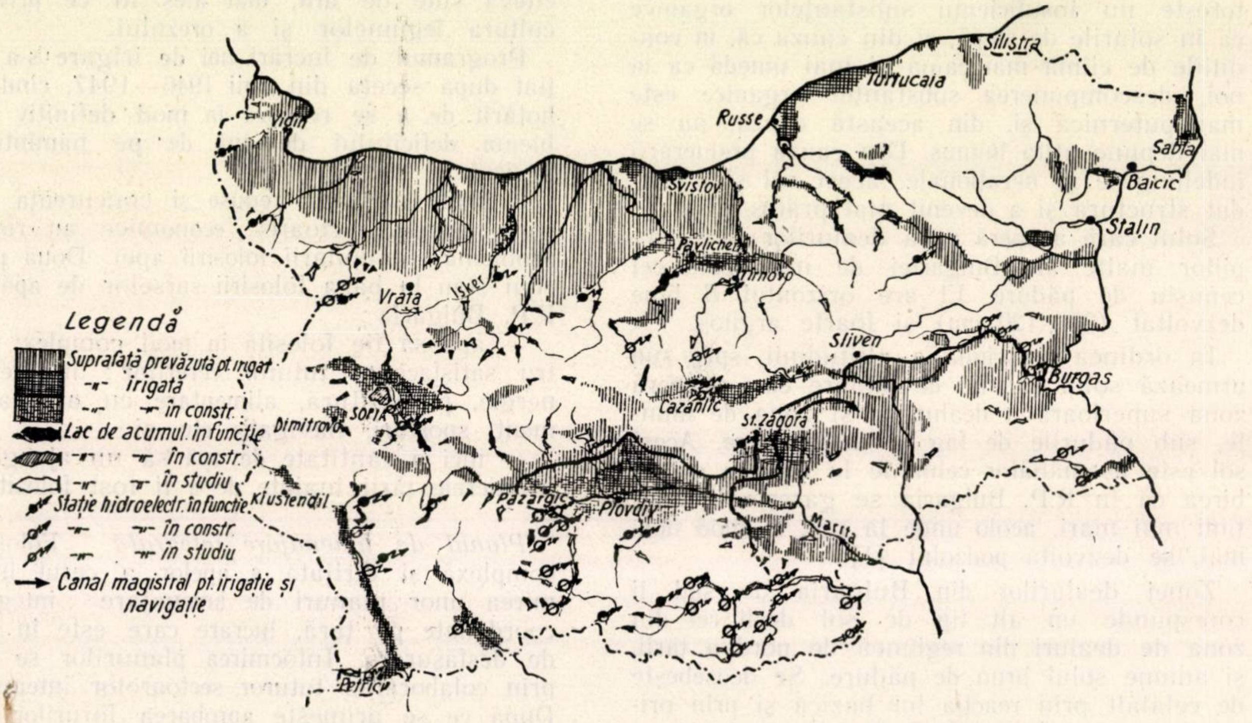

Legendă
Suprafaţă prevăzută pt. irigat
—"— irigată
—"— —"— în constr.
Lac de acumul. în funcţie
—"— —"— în constr.
—"— —"— în studiu
Staţie hidroelectr. în funcţie
—"— —"— în constr.
—"— —"— în studiu
Canal magistral pt. irigaţie şi navigaţie
Silistra
Tolbuhin
Russe
Vidin
Sabla
Baicic
Svistov
Stalin
Pavlichen
Tirnovo
Vraţa
Isker
Sliven
Burgas
Cazanlic
St. Zagora
Dimitrovo
Sofia
Kiustendil
Pazargic
Plovdiv
Mariţa
Petrici

Fig. 5. Schiţa planului de amenajare integrală a R. P. Bulgaria

Dispoziţia lacurilor de acumulare în jurul suprafeţelor irigabile, aşa cum se vede în schiţa planului de amenajare integrală, ca o adaptare la condiţiile naturale ale R.P. Bulgaria, prezintă o serie de avantaje tehnico-economice, şi anume :

— producţia de energie electrică ieftină pentru agricultura zonelor irigabile, pentru industria din zona respectivă şi pentru uzul casnic, precum şi folosirea tuturor surselor de apă la irigarea cîmpurilor ;

— transportul economic atît al energiei electrice cît şi al apei de irigaţie, distanţele de la locurile de producţie la cele de consum fiind cele mai scurte ;

— cîştigarea de noi şi valoroase terenuri pentru agricultură, în luncile inundabile, prin stingerea sau reducerea viiturilor rîurilor o dată cu regularizarea regimului de scurgere ;

— ridicarea standardului de viaţă pe plan general, prin dispersarea surselor de energie şi de apă pentru irigaţie pe toată suprafaţa ţării ;

— folosirea mai raţională a forţelor de muncă ;

— crearea de noi şi multe locuri pentru turism şi recreaţie pentru populaţie ;

— executarea mai uşoară şi în termene mai scurte a construcţiilor, deoarece acestea sînt mai mici şi nu cer o concentrare prea mare de mijloace materiale, financiare, mînă de lucru etc. ;

— riscurile sînt mai mici.

Sistemul concentrării producţiei de energie şi a apei de irigaţie numai în cîteva puncte, prin construirea unor lacuri de acumulare foarte mari, prezintă aproape toate dezavantajele corespunzătoare avantajelor arătate mai înainte. Posibilitatea creării unor construcţii cu scop energetic pe Dunăre, în zona de cîmpie dintre Vidin şi Silistra, de exemplu, nu este prea atrăgătoare pentru cei care se ocupă de economia apei în R. P. Bulgaria, pentru că aceste reţineri ar fi legate de mari dezavantaje în ceea ce priveşte agricultura. In condiţiile Cîmpiei Romîne aceste dezavantaje capătă o importanţă şi mai mare.

Pentru a folosi toate resursele naturale ale bazinelor hidrografice, apele sînt colectate, conduse, pompate, trecute dintr-un bazin hidrografic în altul, folosind toate mijloacele tehnice în acest scop : canale colectoare, apeducte, sifoane etc., iar în ce priveşte folosirea tunelelor în construcţiile hidrotehnice, Bulgarii au devenit specialişti pricepuţi.

Pe lîngă folosinţele principale, irigaţie şi energie, lacurile de acumulare se mai folosesc pentru piscicultură, pentru sporturi nautice, agrement, făcîndu-se toate amenajările necesare: hotele, resturante, debarcadere, cherhanale etc. Fiind în primul an de exploatare, lacul de acumulare Stalin din munţii Rila (60 km depărtare de Sofia), a devenit un loc de excursii favorit pentru locuitorii capitalei bulgare.

Problema scurgerilor de pe versanţi şi, legat de ea, aceea a colmatării lacurilor de acumulare, este de mai mică importanţă în R. P. Bulgaria, deoarece măsurile cele mai eficace împotriva eroziunii de suprafaţă, sistematizarea loturilor după curba de nivel, etc. s-au luat din timp şi au dat rezultate bune. Concomitent cu construcţia lacurilor de acumulare se întreprind măsuri pentru stingerea torenţilor, se împăduresc versanţii abrupţi şi malurile lacurilor etc.

In tabela 1 se dau cîteva date asupra celor mai mari lucrări de acest gen, executate pînă acum în R. P. Bulgaria.

Pentru ilustrarea concepţiei asupra folosirii apelor, în fig 6 se reprezintă schematic sistemul Batak, actualmente în construcţie. Se construiesc acolo trei lacuri de acumulare (lacul de acumulare V. Kolarov este construit din anul 1951): lacul Batak cu o capacitate de aproximativ 300 milioane m³ şi două lacuri mai mici, Beglica şi Taşcov Ceark, precum şi trei staţiuni hidroelectrice Batak I, Peştera şi Aleco, în care se va utiliza o cădere totală de 1 250 m, iar puterea instalată totală a lor va fi de 166 000 kW [4]. Apa acumulată va străbate 78 km de tunele şi 45 km de canale colectoare. Pentru construcţie şi exploatare se construiesc două staţiuni de pompare, 90 km drumuri, 115 km linii telefonice, 170 km linii electrice. Săpăturile în piatră vor însuma 2,8 milioane m³ din care 800 000 m³ în tunele, iar betoanele vor totaliza aproximativ 480 000 m³. Pentru construcţie se vor folosi 185 000 t ciment, 42 000 m³ material lemnos etc.

Ieşită din ultima centrală (Aleco), apa va fi condusă prin canale mari la irigarea a peste 20 000 ha din cîmpia fertilă a Mariţei.

Canalul magistral, arătat în schiţă, va constitui un tronson dintr-un mare canal navigabil ce va lega Pazargicul cu Burgasul. In ordinea realizării lucrărilor, navigaţia va constitui ultima folosinţă a apei, pe un canal de cîteva sute de kilometri, alcătuit prin racordarea capetelor canalelor magistrale ale sistemelor de irigaţie din partea nordică a Cîmpiei Mariţei.

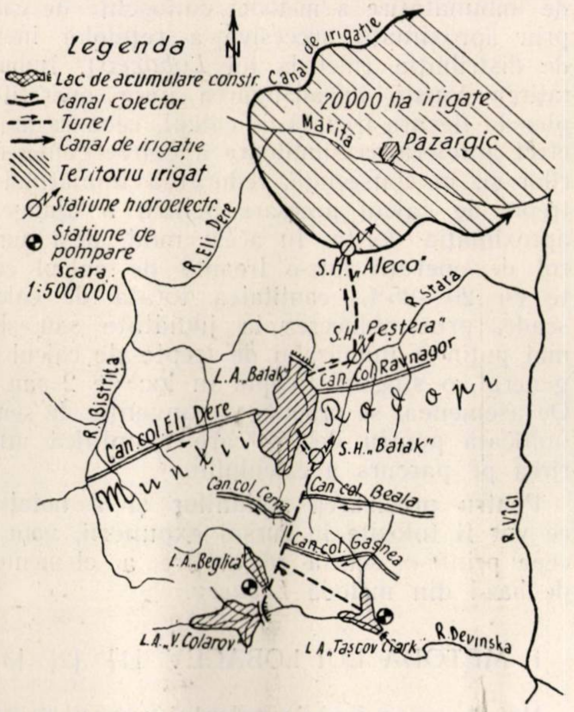

Legenda
Lac de acumulare constr.
Canal colector
Tunel
Canal de irigaţie
Teritoriu irigat
Staţiune hidroelectr.
Statiune de pompare
Scara 1:500 000
Canal de irigaţie
20000 ha irigate
Mariţa
Pazargic
R. Eli Dere
S.H. „Aleco"
R. Stara
S.H. „Peştera"
L.A. „Batak"
Can. col. Ravnagor
R. Bistriţa
Can. col. Eli Dere
Rodopi
Munţii
S.H. „Batak"
Can. col. Cerna
Can. col. Beala
R. Vîci
Can. col. Gaşnea
L.A. „Beglica"
L.A. „V. Colarov"
L.A. „Taşcov Ciark"
R. Devinska

Fig. 7. Sistemul hidrotehnic Batak (în construcţie).

Tabela 1

Lacul	Bazinul hidrografic	Volumul lacului, mil/m³	Suprafaţa lacului, ha	Barajul de greutate: lungime la coronament, m	Barajul de greutate: Inălţime deasupra talvegului, m	Barajul de greutate: Volum, mii/m³	Barajul de greutate: Material de construcţie	Folosinţa: Irigaţie, ha	Folosinţa: Energie: nr. S.H.E.	Folosinţa: Energie: N. inst. total kW	Observaţii
Alex. Stambolinschi	Rosiţa afluent Iantra	220	1 100	410	55	520	zidărie de piatră	35 000 *	1	7 500	* Cifre proiectate Cele actuale sînt mai mici
Gh. Dimitrov	Tungea afluent Mariţa	100	860	870	42	350	„	50 000 *	2	29 500	
Stalin	Isker	670	3 000	202	75	210	beton	57 400 *	3	57 000 *	

(Partea a doua a articolului va apare în numărul viitor al revistei).

Simplificări și sistematizări în calculul rețelelor de distribuție inelare

Ing. R. Agent și ing. I. Schubert

În cele ce urmează se prezintă o propunere de îmbunătățire a metodei cunoscute de calcul prin aproximații succesive a rețelelor inelare de distribuție (metoda lui *Lobacev*). Îmbunătățirea constă în adăugarea unor operații în plus la fiecare treaptă de calcul, ceea ce are ca efect accelerarea simțitoare a convergenței erorilor și, în consecință, reducerea numărului de trepte de calcul necesare pentru a ajunge la aproximația dorită. În acest mod, deși numărul de operații într-o treaptă de calcul crește cu 20—25%, cantitatea totală de calcule scade, prin reducerea la jumătate sau chiar mai puțin a numărului de trepte de calcul (în general, o singură treaptă în loc de 2 sau 3). De asemenea, se propune o convenție de semne unificată pentru debite, care simplifică urmărirea pe parcurs a calculului.

Pentru precizarea noțiunilor și a notațiilor ce vor fi folosite în cursul expunerii, vom începe printr-o scurtă reamintire a elementelor de bază din metoda *Lobacev*.

1. METODA LUI LOBACEV [1] [2] [3]

Metoda se referă la calculul repartizării debitelor în rețele de distribuție a căror schemă cuprinde contururi închise (inele). În astfel de rețele, ecuațiile de echilibru al debitelor la noduri (condițiile ca suma debitelor care intră și ies dintr-un nod să fie egală cu zero) nu sînt suficiente pentru determinarea debitelor în conducte. Mai este necesară scrierea unui număr de ecuații suplimentare, egal cu numărul inelelor, în care apar ca parametri și caracteristicile geometrice și de rugozitate ale conductelor, astfel că repartiția debitelor este în funcție și de dimensiunile și materialul conductelor. Situația este analogă cu cea a sistemelor static nedeterminate formate din bare, la care pentru determinarea eforturilor în bare nu sînt suficiente ecuațiile de echilibru la noduri, ci trebuie scrise ecuații suplimentare, în care intră ca parametri caracteristicile geometrice și elastice ale barelor. În cazul rețelelor, numărul de ecuații suplimentare necesar (numărul inelelor) corespunde gradului de nedeterminare statică din cazul sistemelor de bare.

Ecuațiile suplimentare se obțin scriind pentru fiecare inel condiția ca suma pierderilor de presiune pe conturul inelului să fie egală cu zero. Pentru un inel $ABCD$ (fig. 1), notînd cu h_A, h_B, h_C, h_D presiunile hidrodinamice la noduri și cu H_{AB}, H_{BC}, H_{CD}, H_{DA} căderile de presiune pentru fiecare conductă, avem:

$$(h_A-h_B)+(h_B-h_C)+(h_C-h_D)+(h_D-h_A)=0$$

sau:

$$\Sigma H=0 \qquad (1)$$

Înlocuind în ecuația (1) căderile de presiune cu expresiile lor în funcție de debitele q, după relația cunoscută:

$$H=sq^2 \qquad (2)$$

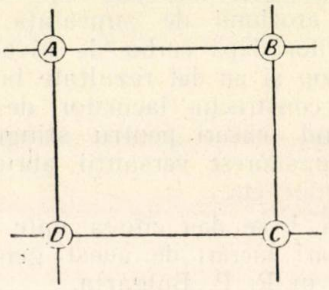


Fig. 1

se obține ecuația căutată, avînd ca necunoscute debitele:

$$\Sigma H=\Sigma sq^2=0 \qquad (3)$$

Se alege o distribuție inițială provizorie a debitelor în rețea, care să satisfacă ecuațiile de echilibru la noduri. Fiind arbitrară, ea nu va conduce în general și la satisfacerea condițiilor suplimentare (3). Pentru ca și aceste condiții să fie îndeplinite, este necesar să se introducă pe fiecare inel cîte un debit de corecție interior Δq, care să circule de-a lungul conturului inelului. Debitele de corecție Δq reprezintă necunoscutele sistemului de ecuații (3).

a) Scrierea ecuațiilor

Considerăm un inel din interiorul unei rețele (fig. 2) și folosim notațiile următoare:

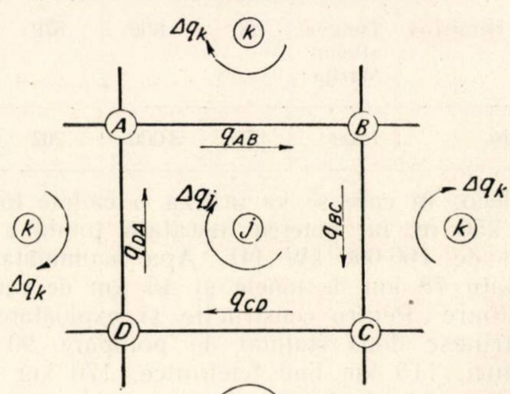


Fig. 2

j — inelul considerat;
k — inelele vecine (avînd conducte comune cu j);

q — debitul pe conducta comună a inelelor j şi k;

q_0 — valoarea iniţială a lui q, în prima distribuţie arbitrară aleasă pentru debite;

Δq_j — debitul de corecţie pe inelul j;

Δq_k — debitul de corecţie pe inelul k.

Convenţia de semne: debitele circulînd pe conturul unui inel se consideră pozitive cînd parcurg inelul în sensul acelor de ceasornic. Rezultă, de exemplu, că debitul q_0, cu sensul pe care-l are în fig. 2, va fi pozitiv pe inelul j şi negativ pe inelul k. In cele ce urmează, vom înţelege prin q_0 debitul considerat pe inelul j, pentru care se scrie ecuaţia (5).

Dacă q_0, Δq_j şi Δq_k sînt pozitive, ca în fig. 2, se vede imediat că pe conducta comună a inelelor j şi k vom avea q_0 şi Δq_j circulînd în acelaşi sens, iar Δq_k în sens contrar. Deci debitul final pe această conductă va fi:

$$q = q_0 + \Delta q_j - \Delta q_k \tag{4}$$

Ecuaţia (3) a inelului j va fi atunci:

$$\Sigma sq^2 = \Sigma s\left(q_0 + \Delta q_j - \Delta q_k\right)^2 = \Sigma sq_0^2 + \Sigma s\,\Delta q_j^2 + \\ + \Sigma s\,\Delta q_k^2 + 2\Sigma\, sq_0\,\Delta q_j - 2\Sigma\, sq_0\,\Delta q_k - \\ - 2\Sigma s\,\Delta q_j\,\Delta q_k = 0$$

Presupunînd că debitele alese iniţial nu se depărtează prea mult de cele finale, corecţiile Δq vor fi mici în raport cu q_0, astfel că termenii pătratici în Δq (termenii în Δq_j^2, Δq_k^2, $\Delta q_j\,\Delta q_k$) pot fi neglijaţi. Ecuaţia se reduce atunci la forma:

$$2\Delta q_j\,\Sigma\, sq_0 - 2\Sigma\, sq_0\,\Delta q_k + \Sigma\, sq_j^2 = 0 \tag{5}$$

Prin neglijarea termenilor pătratici în Δq, ecuaţia (5) a devenit liniară. Scriind pentru fiecare inel cîte o ecuaţie (5), rezultă un sistem de ecuaţii liniare, care poate fi rezolvat prin metoda iteraţiei.

b) Rezolvarea prin iteraţie

Convergenţa iteraţiei este asigurată, criteriul de convergenţă al lui Wittmeyer fiind îndeplinit (în fiecare ecuaţie coeficientul a_{jj} al necunoscutei de pe diagonala principală Δq_j este mai mare sau cel puţin egal cu suma coeficienţilor a_{jk} ai celorlalte necunoscute Δq_k din ecuaţie, în valoare absolută).

$|a_{jj}| = 2\Sigma\, sq_0$ (Σ se extinde la tot conturul inelului j).

$\Sigma\,|a_{jk}| = 2\Sigma\, sq_0$ (Σ se extinde la toate conductele comune ale inelului j cu alte inele vecine k).

Se vede deci că pentru inelele interioare $|a_{jj}| = \Sigma\,|a_{jk}|$, iar pentru cele de periferie avem $|a_{jj}| > \Sigma\,|a_{jk}|$.

Valoarea în primă aproximaţie $\Delta q_j^{(o)}$ a necunoscutei Δq_j se determină punînd celelalte necunoscute $\Delta q_k = 0$ în ecuaţia (j). Rezultă:

$$\Delta q_j^{(o)} = -\frac{\Sigma\, sq_0^2}{2\Sigma\, sq_0} \tag{6}$$

In expresia lui $\Delta q_j^{(o)}$, numărătorul $\Sigma\, sq_0^2$ este suma căderilor de presiune pe inelul (j), în distribuţia iniţială q_0 a debitelor q. Dacă aceasta ar fi exactă, am avea $\Sigma\, sq_j^2 = 0$ şi în consecinţă $\Delta q_j^{(o)} = 0$. Deci:

$$\Sigma\, sq_j^2 = \Sigma\, H^{(o)} = \Delta H^{(o)} \neq 0$$

reprezintă eroarea de neînchidere a căderilor de presiune pe inelul (j), unde $H^{(o)}$ sînt căderile de presiune pentru debitele iniţiale q_0. Putem atunci nota:

$$\Delta q^{(o)} = -\frac{\Delta H^{(o)}}{2\Sigma\, sq_0} \tag{7}$$

In metoda lui *Lobacev*, rezolvarea sistemului de ecuaţii (5) se opreşte la această fază de determinare în primă aproximaţie a valorilor necunoscutelor Δq. Cu valorile obţinute din relaţia (7) se corectează debitele q_0 alese iniţial, cu ajutorul relaţiei (4), iar cu noile debite corectate se verifică din nou ecuaţiile de inel (3). In cazul cînd erorile de neînchidere ale căderilor de presiune nu au scăzut sub limitele admisibile, se intră cu aceste erori $\Delta H'$ în treapta a II-a de calcul, determinîndu-se din nou corecţiile de debite $\Delta q_j^{(1)}$ cu relaţia (7):

$$\Delta q_j^{(1)} = -\frac{\Delta H'}{2\Sigma\, sq}$$

Calculul continuă astfel pînă cînd erorile (divergenţele) ΔH scad sub limitele admise practic. In general, dacă debitele iniţiale sînt judicios apreciate, nu sînt necesare mai mult decît 2—3 trepte de calcul pentru a obţine o exactitate suficientă a rezultatelor.

c) Mersul calculului

Ordinea operaţiunilor de calcul este următoarea:

1. Se alege o distribuţie iniţială q_0 a debitelor, care să satisfacă condiţiile de echilibru în jurul nodurilor.

2. Se aleg secțiunile conductelor, pe baza debitelor q_0. Din tabele, se determină pentru fiecare tronson de conductă coeficientul s_0; $s=s_0\,l$ (unde l=lungimea tronsonului).

3. Se calculează pentru fiecare inel cantitățile $\Sigma\, sq_0$ și sq_0^2. Calculul se organizează pe o tabelă, care cuprinde rubricile: j (inelul), jk (conducta), Dn (diametrul), l (lungimea), s_0, $s=s_0\,l$, q_0, sq_0, sq_0^2. Debitele se înscriu cu semnul conform convenției propuse, adică pozitive dacă parcurg inelul în sensul acelor de ceasornic. O conductă interioară jk, comună inelelor j și k, apare în tabelă de două ori, cîte o dată la fiecare din cele două inele. Debitul ei q_0 intră odată cu + și odată cu —, deoarece totdeauna el parcurge cele două inele în sensuri contrarii (v. fig. 2).

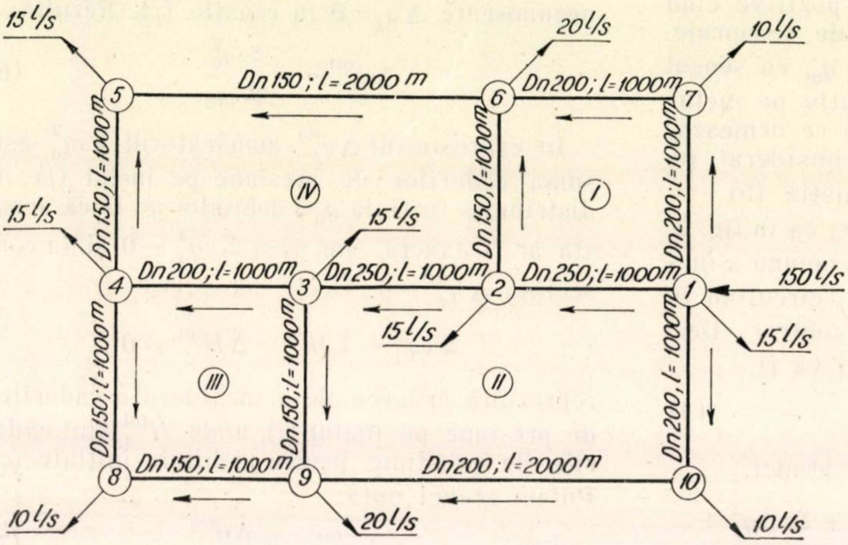


Fig. 3

4. Se însumează rubricile sq_0^2 pe inele, obținîndu-se divergențele $\Delta H^{(o)}$.

5. Cu relația (7) se determină corecțiile $\Delta q_j^{(o)}$ ale debitelor pe inele.

6. In continuarea tabelei de calcul, se înscriu pe fiecare conductă jk debitele de corecție: $\Delta q_j^{(o)}$, $\Delta q_k^{(o)}$ ale inelelor adiacente j și k. Cu relația (4) se calculează debitele corectate $q_1=q_0+\Delta q_j^{(o)}-\; q_k^{(o)}$, care se înscriu în tabelă. *Se observă că prin convenția de semne propusă, nu mai este necesară urmărirea sensului de circulație al debitelor de corecție în timpul calculului, formula (4) putîndu-se aplica mecanic: totdeauna pentru o conductă jk, pe inelul j, Δq_j se adună la q_{jk} cu semnul lui, iar Δq_k cu semn schimbat.*

7. Se calculează noile sume $\Sigma\, sq_1$, $\Sigma\, sq_1^2$ și se verifică dacă divergențele $\Sigma\, sq_1^2$ pe inele depășesc limitele admisibile. In cazul cînd le depășesc, se începe treapta a II-a de calcul, repetînd operațiile de la pct. 5, 6 și 7.

d) Exemplu de calcul nr. 1

Se calculează rețeaua cu 4 inele din fig. 3. In figură sînt reprezentate debitele de consum, concentrate la noduri, debitul de alimentare (150 l/s) la nodul *1*, diametrele și lungimile conductelor.

Calcul este concentrat în tabela 1. Semnele debitelor: de exemplu, pentru conducta 2—3, comună inelelor *II* și *IV*, debitul ales inițial este de 47 l/s, circulînd de la *2* spre *3*, deci pozitiv pe inelul *IV* și negativ pe inelul *II*. Primele corecții pe inelele *II* și *IV* rezultă:

$$\Delta q_{II}^{(o)}=+\,3{,}0\ l/s;\ \Delta q_{IV}^{(o)}=+0{,}2\ l/s.$$

In rubrica conductei *2-3* la inelul *II*, $\Delta q_{II}^{(o)}$ se adună cu semnul lui, iar $\Delta q_{IV}^{(o)}$ cu semn schimbat:

$$q_1=q_0+\Delta q_j-\Delta q_k=-47{,}0+3{,}0-0{,}2=-44{,}2\ l/s$$

In rubrica aceleiași conducte, la inelul *IV*, $\Delta q_{IV}^{(o)}$ este cel care se adună cu semnul lui, iar $\Delta q_{II}^{(o)}$ cu semn schimbat:

$$q_1=+47{,}0-3{,}0+0{,}2=+44{,}2\ l/s$$

Valorile maxime ale divergențelor;

— inițial : 7,04 m (la inelul *II*)
— după corecția I : 1,62 m („ „ *III*)
— „ „ II : 0,70 m („ „ *II*)
— „ „ III : 0,22 m („ „ *II*)

II. METODA PROPUSĂ *)

a) Prezentare

Față de metoda descrisă mai sus, se obține o îmbunătățire dacă la fiecare treaptă de calcul rezolvarea prin iterație a sistemului de ecuații (5) se duce pînă la sfîrșit, în loc de a fi oprită la prima aproximație (6). Calculele numerice se pot face pe o „schemă de transmiteri“, de felul celei folosite în metodele de rezolvare prin aproximații succesive din statică [6] [7].

---

*) Comunicare prezentată la Sesiunea științifică a Institutului de construcții din București (20—22 iunie 1956).

Explicităm în ecuația curentă (5) necunoscuta de pe diagonala principală:

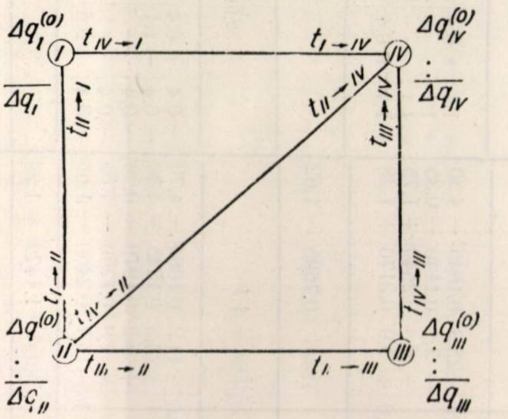
$$\Delta q_j = -\frac{\Sigma s q_0^2}{2\Sigma\, s q_0} + \Sigma \frac{s q_0}{\Sigma\, s q_0} \Delta q_k \qquad (8)$$

Valoarea inițială a necunoscutei Δq_j, se obține punînd $\Delta q_k = 0$, deci este tocmai cea dată de relația (6).

Coeficientul de transmisie de la ecuația (k) la ecuația (j) este coeficientul necunoscutei Δq_k din ecuația (8) a inelului (j):

$$t_{k \to j} = + \frac{s q_0}{\Sigma\, s q_0} \qquad (9)$$

($s q_0$ de la numărător se referă la conducta comună a inelelor k și j, iar $\Sigma\, s q_0$ de la numitor la tot conturul inelului j).



$\Delta q_I^{(0)}$
$t_{IV \to I}$
$t_{I \to IV}$
$\Delta q_{IV}^{(0)}$
I
IV
Δq_I
Δq_{IV}
$t_{II \to I}$
$t_{II \to IV}$
$t_{III \to IV}$
$t_{I \to II}$
$t_{IV \to II}$
$t_{IV \to III}$
$\Delta q_{II}^{(0)}$
$\Delta q_{III}^{(0)}$
II
III
$t_{III \to II}$
$t_{II \to III}$
Δq_{II}
Δq_{III}

Fig. 4

Se vede deci că vom avea transmiteri numai între ecuațiile cu necunoscute comune, deci între inelele cu conducte comune (inelele vecine).

Se reprezintă în schemă (fig. 4) fiecare inel printr-un nod și se leagă între ele prin transmiteri nodurile reprezentînd inele vecine. Se înscrie în dreptul fiecărui nod valoarea inițială a necunoscutei care în ecuația respectivă se găsește pe diagonala principală. Se înscriu de asemenea în jurul nodurilor coeficienții de transmisie *spre noduri*. Apoi, cu valorile inițiale înscrise, se încep transmiterile, urmărindu-se (pentru obținerea unei convergențe optime) ordinea de corectare a nodurilor pornind totdeauna de la nodul cel mai solicitat (la care s-au acumulat din transmiteri valorile Δq cele mai mari).

Detalii suplimentare asupra operațiilor pe schema de transmiteri se găsesc în capitolul II al lucrării [7].

Calculul se continuă pînă cînd valorile de transmis devin suficient de mici. Insumînd coloanele la fiecare nod, se obțin valorile corecțiilor Δq care verifică sistemul de ecuații (5).

La ordinea operațiilor arătate mai înainte pentru metoda Lobacev (cap. I, c), procedeul de mai sus se adaugă la operațiile de la punctul 5. Restul metodei de rezolvare nu se modifică.

b) Exemplu de calcul nr. 2

Se recalculează prin metoda propusă rețeaua din exemplul nr. 1.

Coeficienții de transmisie;

— spre nodul I:

$$t_{II \to I} = \frac{0{,}1735}{0{,}9372} = 0{,}185;$$

$$t_{IV \to I} = \frac{0{,}3672}{0{,}9372} = 0{,}392;$$

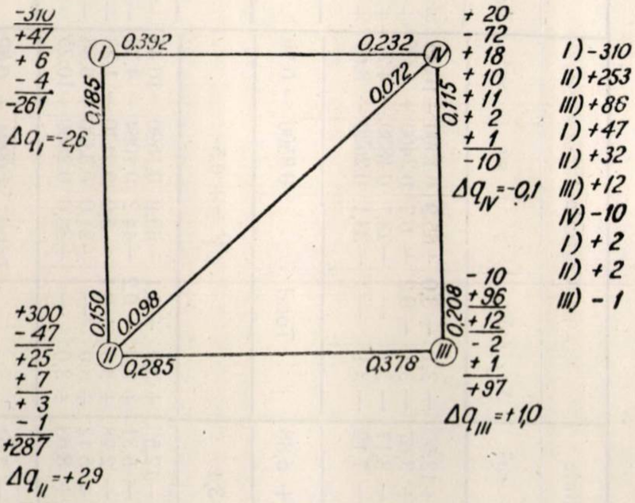
— spre nodul II:

$$t_{I \to II} = \frac{0{,}1735}{1{,}1575} = 0{,}150;$$

$$t_{III \to II} = \frac{0{,}3300}{1{,}1575} = 0{,}285;$$

$$t_{IV \to II} = \frac{0{,}1130}{1{,}1575} = 0.098; \qquad \text{etc.}$$

Schema de transmiteri v. fig. 5. Calculele sînt concentrate în tabela nr. 2.



-310
+47
+6
-4
-261
$\Delta q_I = -2{,}6$
I
0,392
0,232
IV
0,185
0,072
0,115
+ 20
- 72
+ 18
+ 10
+ 11
+ 2
+ 1
-10
$\Delta q_{IV} = -0{,}1$
I) -310
II) +253
III) +86
I) +47
II) +32
III) +12
IV) -10
I) + 2
II) + 2
III) - 1
0,150
0,098
0,208
+300
-47
+25
+7
+3
-1
+287
$\Delta q_{II} = +2{,}9$
II
0,285
0,378
III
-10
+96
+12
-2
+1
+97
$\Delta q_{III} = +1{,}0$

Fig. 5

Divergența maximă după prima treaptă de calcul: 0,26 m (inelul *II*) este sub limitele admisibile, astfel că o singură treaptă de calcul conduce la rezultate satisfăcătoare, față de 3 trepte de calcul necesare în metoda obișnuită

Pentru o comparație mai concludentă între metoda obișnuită și cea îmbunătățită propusă, putem considera ca indice suma valorilor absolute ale divergențelor celor 4 inele la fiecare treaptă de calcul.

— inițial : 5,88+7,04+0,25+0,58=
=13,75 m (100%);

— în metoda Lobacev:

— după corecția I : 0,79+0,80+1,62+1,29=
=4,50 m (32,8%);

— după corecția II : 0,40+0,70+0,45+0,44=
=1,99 m (14,9%);

TABELA 1

Inelul	Conducta	Dn	l	s_0	$s = s_0\, l$	Valori inițiale			Corecția 1					Corecția a 2-a					Corecția a 3-a				
		mm	m			q	sq	sq^2	Δq_j	Δq_k	q	sq	sq^2	Δq_j	Δq_k	q	sq	sq^2	Δq_j	Δq_k	q	sq	sq^2
I	1—2	250	1000	2,41	0,002410	+72,0	0,1735	+12,50	—3,1	—3,0	+65,9	0,1590	+10,45	+0,5	+0,4	+66,8	0,1610	+10,75	—0,2	—0,3	+66,1	0,1593	+10,53
	2—6	150	1000	36,72	0,036720	+10,0	0,3672	+3,67	—3,1	—0,2	+6,7	0,2460	+1,65	+0,5	+0,4	+7,6	0,2790	+2,12	—0,2	—0,1	+7,3	0,2680	+1,96
	6—7	200	1000	7,92	0,007920	—20,0	0,1585	—3,17	—3,1	—	—23,1	0,1830	—4,22	+0,5	—	—22,6	0,1790	—4,05	—0,2	—	—22,8	0,1805	—4,16
	1—7	200	1000	7,92	0,007920	—30,0	0,2380	—7,12	—3,1	—	—33,1	0,2620	—8,67	+0,5	—	—32,6	0,2580	—8,42	—0,2	—	—32,8	0,2600	—8,52
						Total	0,9372	+5,88	Total			0,8500	—0.79			Total	0,8770	+0,40			Total	0,8678	—0,19
						$q_{\mathrm{I}}^{(0)} = -3{,}1$			$q_{\mathrm{I}}^{(1)} = +0{,}5$					$q_{\mathrm{I}}^{(2)} = -0{,}2$									
II	1—2	250	1000	2,41	0,002410	—72,0	0,1735	—12,50	+3,0	+3,1	—65,9	0,1590	—10,45	—0,4	—0,5	—66,8	0,1610	—10,75	+0,3	+0,2	—66.1	0,1593	—10,53
	2—3	250	1000	2,41	0,002410	—47,0	0,1130	—5,31	+3,0	—0,2	—44,2	0,1064	—4,70	—0,4	+0,4	—44,2	0,1064	—4,70	+0,3	—0,1	—44,0	0,1060	—4,66
	3—9	150	1000	36,72	0,036720	—9,0	0,3300	—2,98	+3,0	+0,1	—5,9	0,2170	—1,28	—0,4	—1,1	—7,4	0,2720	—2,01	+0,3	+0,3	—6,8	0,2500	—1.70
	9—10	200	2000	7,92	0,015840	+18,0	0,2850	+5,12	+3,0	—	+21,0	0,3320	+6,98	—0,4	—	+20,6	0.3260	+6,72	+0,3	—	+20,9	0,3310	+6,91
	1—10	200	1000	7,92	0,007920	+33,0	0,2520	+8,63	+3,0	—	+36,0	0,2850	+10,25	—0,4	—	+35,6	0,2820	+10,04	+0,3	—	+35,9	0,2840	+10,20
						Total	1,1575	—7,04	Total			1,0994	+0,80			Total	1,1474	—0,70			Total	1,1303	+0,22
						$q_{\mathrm{II}}^{(0)} = +3{,}0$			$q_{\mathrm{II}}^{(1)} = -0{,}4$					$q_{\mathrm{II}}^{(2)} = +0{,}3$									
III	3—4	200	1000	7,92	0,007920	—23,0	0,1820	—4,20	—0,1	—0,2	—23,3	0,1845	—4,30	+1.1	+0,4	—21,8	0,1730	—3,76	—0,3	—0,1	—22,2	0,1760	—3,90
	4—8	150	1000	36,72	0.036720	—3,0	0,1100	—0,33	—0,1	—	—3,1	0,1140	—0,35	+1,1	—	—2,0	0,0734	—0,15	—0,3	—	—2,3	0,0843	—0.19
	8—9	150	1000	36,72	0,036720	+7,0	0,2530	+1,80	—0,1	—	+6,9	0,2540	+1,75	+1,1	—	+8,0	0,2940	+2,35	—0,3	—	+7,7	0,2820	+2,18
	3—9	150	1000	36,72	0,036720	+9,0	0,3300	+2,98	—0,1	—3,0	+5,9	0,2170	+1,28	+1,1	+0,4	+7.4	0,2720	+2,01	—0,3	—0,3	+6,8	0,2500	+1,70
						Total	0,8750	+0,25	Total			0,7695	—1,62			Total	0,8124	+0,45			Total	0,7923	—0,21
						$q_{\mathrm{III}}^{(0)} = -0{,}1$			$q_{\mathrm{III}}^{(1)} = +1{,}1$					$q_{\mathrm{III}}^{(2)} = -0{,}3$									
IV	2—3	250	1000	2,41	0,002410	+47,0	0,1130	+5,31	+0,2	—3,0	+44,2	0,1064	+4,70	—0,4	+0,4	+44,2	0,1064	+4,70	+0,1	—0,3	+44,0	0,1060	+4,66
	3—4	200	1000	7,92	0,007920	+23,0	0,1820	+4,20	+0,2	+0,1	+23,3	0.1845	+4,30	—0,4	—1,1	±21,8	0,1730	+3,76	+0,1	+0,3	+22,2	0,1760	+3,90
	4—5	150	1000	36,72	0,036720	+5,0	0,1836	+0,92	+0,2	—	+5,2	0,1910	+0,99	—0,4	—	+4,8	0,1760	+0,85	+0,1	—	+4,9	0,1800	+0,88
	5—6	150	2000	36,72	0,073440	—10,0	0,7344	—7,34	+0,2	—	—9,8	0,7200	—7.05	—0,4	—	—10,2	0,7480	—7,63	+0,1	—	—10,1	0.7410	—7,48
	2—6	150	1000	36,72	0,036720	—10,0	0,3672	—3,67	+0.2	+3,1	—6,7	0.2460	—1,65	—0,4	—0,5	—7,6	0,2790	—2,12	+0.1	+0,2	—7,3	0,2680	—1,96
						Total	1,5802	—0,58	Total			1,4479	+1,29			Total	1.4824	—0,44			Total	1,4710	0,00
						$q_{\mathrm{IV}}^{(0)} = +0{,}2$			$q_{\mathrm{IV}}^{(1)} = -0{,}4$					$q_{\mathrm{IV}}^{(2)} = +0{,}1$									

Tabela 2

Inelul	Conducta	*Dn* mm	*l* m	s_0	$s=s_0\ l$	Valori iniţiale			Corecţia I				
						q	sq	sq^2	Δq_J	Δq_k	q	sq	sq^2
I	1—2	250	1 000	2,41	0,002410	+72,0	0,1735	+12,50	—2,6	−2,9	+66,5	0,1600	+10,65
	2—6	150	1 000	36,72	0,036720	+10,0	0,3672	+ 3,67	—2,6	+0,1	+ 7,5	0,2750	+ 2,06
	6—7	200	1 000	7,92	0,007920	—20,0	0,1585	+ 3,17	—2,6	—	—22,6	0,1790	— 4,05
	1—7	200	1 000	7,92	0,007920	—30,0	0,2380	— 7,12	—2,6	—	—32,6	0,2580	— 8,42
						Total	0,9372	+ 5,88	Total			0,8720	+ 0,24
II	1—2	250	1 000	2,41	0,002410	—72,0	0,1735	—12,50	+2,9	+2,6	—66,5	0,1600	—10,65
	2—3	250	1 000	2,41	0,002410	—47,0	0,1130	— 5.31	+ 2,9	+0,1	—44,0	0,1060	— 4,65
	3—9	150	1 000	36,72	0,036720	— 9,0	0,3300	— 2,98	+2,9	—1,0	— 7,1	0,2610	— 1,85
	9—10	200	2 000	7.92	0,015840	+18,0	0,2850	+ 5,12	+2,9	—	+20,9	0,3310	+ 6,90
	1—10	200	1 000	7,92	0,007920	+33,0	0,2520	+ 8,63	+2,9	—	+35,9	0,2840	+10,20
						Total	1,1575	— 7,04	Total			1,1420	— 0,05
III	3—4	200	1 000	7,92	0,007920	—23,0	0,1820	—4,20	+1,0	+0,1	—21,9	0,1735	— 3,80
	4—8	150	1 000	36,72	0,036720	— 3,0	0,1100	—0,33	+1,0	—	— 2,0	0,0734	— 0,14
	8—9	150	1 000	36,72	0,036720	+ 7,0	0,2530	+1,80	+1,0	—	+ 8,0	0,2940	+ 2,35
	3—9	150	1 000	36,72	0,036720	+ 9,0	0,3300	+2,98	+1,0	—2,9	+ 7,1	0,2610	+ 1,85
						Total	0,8750	+ 0,25	Total			0,8019	— 0,26
IV	2—3	250	1 000	2,41	0.002410	+47,0	0,1130	+ 5,31	—0,1	—2,9	+ 44,0	0,1060	+ 4,65
	3—4	200	1 000	7,92	0,007920	+23,0	0,1820	+ 4,20	− 0,1	—1,0	+21,9	0,1735	+ 3,80
	4—5	150	1 000	36,72	0,036720	+ 5,0	0,1836	+ 0,92	−0,1	—	+ 4,9	0,1800	+ 0,88
	5—6	150	2 000	36,72	0,073440	− 10,0	0,7344	— 7,34	− 0,1	—	—10,1	0,7400	— 7,48
	2—6	150	1 000	36,72	0,036720	−10,0	0,3672	— 3,67	—0,1	+2,6	— 7,5	0,2750	— 2,06
						Total	1,5802	+ 0,58	Total			1,4745	—0,21

— după corecţia III: 0,19+0,22+0,21+0.00= =0,62 m (4,5%);

în metoda propusă:

— după corecţia I: 0,24+0,05+0,26+0,21= =0,76 m (5,5%).

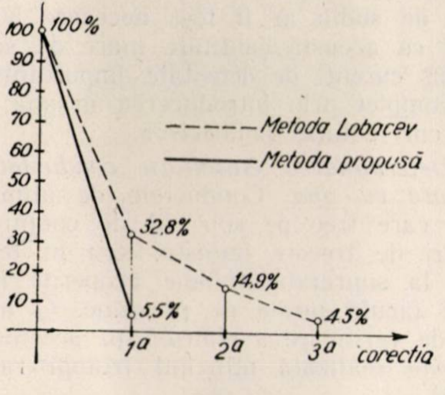


Fig. 6

În fig. 6 este arătată diagrama comparativă a descreşterii indicelui de divergenţă după cele 2 metode de calcul.

Bibliografie

[1] *Abramov N. N.*: Rasciot vodoprovodnîh setei (Moscova, 1952).

[2] *Lobacev V. G.*: Voprosî raţionalizaţii rasciotov vodoprovodnîh setei (Moscova, 1936).

[3] *Gheniev N. N.ş.a.*: Alimentări cu apă (trad. din limba rusă, Ed. MCIMC, 1953).

[4] *Cross H.*: Analysis of liquid flow in networks of conduits or conductors (Univ. Illinois, Bull. nr. 286, Nov. 1936).

[5] *Fair G. M. — Geyer J. Ch.*: Water supply and waste-water disposal (New-York, 1954).

[6] *Halasz R. V.*: Anschauliches Iterationsverfahren zur Auflösung von Elastizitätsgleichungen (Bautechnik, nr. 20/1940).

[7] *Agent R.*: Metoda aproximaţiilor succesive aplicată în probleme de statică şi alte probleme similare, vol. I (Bucureşti, 1955),

[8] *Dubin Ch.*: Le calcul des réseaux maillés — Contribution à l'application pratique de la méthode de Hardy Cross (La Houille Blanche, mai-juin 1947).

[9] *Azevedo Netto J. M. — Martins J. A.*: A aplicaçao do método de Hardy Cross (R.A.E., iunie 1951, Brazilia).

Utilizarea izotopilor radioactivi în unele domenii ale hidrotehnicii *)

(II)

Ing. P. Georgescu, ing. St. Zarea

7.3. *Încercări pe teren asupra eficacității bazinelor de tratare.* Incercările pe teren au urmărit, în special, verificarea datelor obținute în laborator. Prima încercare s-a referit la un bazin de tratare primară cu nămol activ. Bazinul era dreptunghiular de 18,3×10,7 m și adînc de 2,67 m. La capătul aval se afla un deversor. In amonte, la intrarea în canal s-au injectat 5,4 mcu de I^{131}. Probele erau luate după deversor.

Pentru un debit de 122 l/s perioada teoretică de detenție era de $P=63,8$ min. Din măsurători a rezultat un timp mediu de tratare $T=41$ min, deci $\eta_v=0,643$. Timpul de trecere a primilor 10% din indicator a fost de 22 min, iar pentru 90% de 72 min, deci o perioadă P_c egală cu 50 min. Jumătate din indicator trecea în 28,1 min, iar într-o perioadă de detenție 86,1%. Deci, în acest bazin, aparent bine proiectat, capătă o tratare completă numai 14% din totalul intrat. Datele obținute pentru acest bazin au fost comparate cu cele indicate de Capen folosind drept indicator clorura de sodiu. Acesta a calculat însă un randament volumetric de numai 0,228. În fig. 4 sînt trecute în aceeași diagramă variația în funcție de timp a valorilor cumulate ale indicatorilor ce au ieșit din bazin. Se remarcă cum pentru sare și pentru indicatorul radioactiv cele două curbe sînt diferite. Aceasta, se explică datorită conținutului variabil de cloruri din apa tratată și faptului că prin metodele uzuale nu se pot determina cu exactitate concentrațiile reduse de sare.

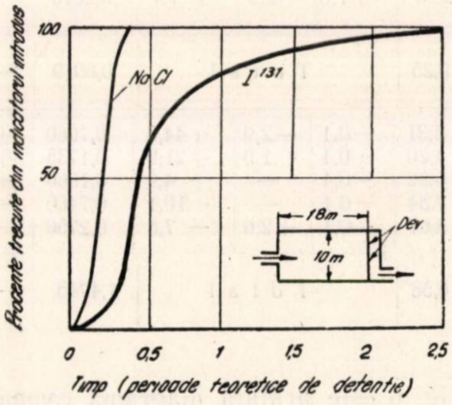


Fig. 4. Curbele de variație a indicatorilor ieșiți dintr-un bazin de tratare.

O a doua încercare s-a făcut tot pentru un bazin de tratare cu nămol activat. De data aceasta era vorba de un bazin circular de 30 m diametru cu o adîncime la margine de 3 m. Încercările au arătat un randament de numai 0,14, datorită unor scurtcircuitări foarte marcate. Față de o perioadă teoretică de detenție de 181 mm, 50% din substanța radioactivă trecea în numai 19,5 min, iar 90%, în 57,5 min. Incercarea a arătat slaba eficacitate a acestui bazin și a subliniat, deci, utilitatea metodei indicatorilor.

Puțin mai tîrziu, prin 1951 [21, 22] s-au făcut experiențe similare în bazine de epurare folosind izotopul radioactiv al bromului Br^{82}, sub forma de NH_4 Br. De data aceasta s-a ales drept caracteristic timpul în care se scurge din bazin 50% din indicator. Radioactivitatea apei se măsura prin intermediul unor contoare tip Geiger-Müller, introduse direct în lichidul din bazin. Rezultatele obținute au fost analoge celor de mai sus.

Vom încheia aceste exemple descriind o experiență pentru determinarea perioadei de detenție într-un eleșteu [23]. Volumul eleșteului ales era de 22 500 m^3, iar aria sa de 1,98 ha. Eleșteul era alimentat de un pîrău cu debitul mediu $Q_m = 36$ l/s. La intrarea pîrăului în eleșteu, în apă s-au introdus 5 cm^3 de indicator radioactiv cu I^{131}, cu o radioactivitate de aproape 20 mcu. Probele se luau la ieșirea din lac și determinările se făceau cu un contor Geiger-Müller. Față de perioada teoretică de detenție de 7,2 zile, s-a găsit un timp mediu de trecere de numai 3 zile, deci un randament volumetric $\eta_v=0,424$. În eleșteu existau scurtcircuitări însemnate, deoarece 10% din indicator trecea în numai 1,2% din perioada teoretică de detenție P, 50% din indicator trecea în două zile, iar perioada caracteristică era de 6 zile.

Această încercare prezintă interes deoarece a arătat că măsurătorile cu izotopi radioactivi pot fi făcute și în bazine naturale, cu mijloace relativ restrînse. Dacă s-ar fi utilizat clorură de sodiu ar fi fost necesare 500 kg. Evident că această cantitate mare de sare ar fi produs curenți de densitate importanți, fapt evitat complet prin introducerea în apă a numai 5 cm^3 soluție radioactivă.

7.4 *Determinarea etașeității conductelor de alimentare cu apă.* Conductele de alimentare cu apă care trec pe sub căi de comunicație, în locuri de trecere înguste, sau în terenuri cu apă la suprafață, trebuie acoperite înainte de a fi făcută proba de presiune. O metodă ieftină de verificare a etanșeității acestor conducte este realizată utilizînd izotopi radioactivi [24].

---

*) Partea I a articolului cu același titlu a apărut în nr. 4/1956 al revistei „Hidrotehnica".

Metoda constă în introducerea în apa de încercare a unei cantități anumite din izotopul radioactiv al sodiului Na^{24}, în soluție de carbonat de sodiu CO_3Na_2. După umplerea conductei se execută proba la presiune în condițiile prescrise de standarde. Verificarea etanșeității și descoperirea punctelor prin care există scăpări de lichid se fac măsurînd cu un tub Geiger-Müller radioactivitaea apei sau a noroiului din dreptul îmbinărilor. Determinarea se poate face direct pe teren, în gropi din dreptul îmbinărilor, sau în laborator, pe probe de apă sau noroi, utilizînd o tehnică adecvată radioactivității acestora.

Conducta pentru care s-a făcut prima încercare era de oțel, de diametru $d = 150$ mm și cu o lungime de aproape 300 m. Volumul de apă de încercare a fost de 5,35 m^3. Pentru încercare a fost utilizată o cantitate de substanță radioactivă de 30 mcu. Pentru detectarea pierderilor au fost utilizate ambele metode; rezultatele obținute au fost identice.

Metoda este fără risc pentru sănătatea oamenilor, deoarece datorită timpului de înjumătățire redus al izotopului Na^{24} (15 ore), lăsată să stea în conductă 5 zile, apa își reduce radioactivitatea la $\frac{1}{2000}$ din cea inițială.

Utilizarea indirectă a izotopilor radioactivi în hidrotehnică

8.0 *Măsurarea în timpul curgerii a densității amestecurilor constînd din două faze.*

Absorbția radiațiilor γ emise de o substanță radioactivă variază invers proporțional cu densitatea mediului pe care-l străbat. Această proprietate permite să se construiască dispozitive simple pentru măsurarea densității amestecurilor de două faze: lichid-gaz, lichid-particule solide în suspensie, două lichide cu densități diferite [25, 26], în timpul curgerii lor prin conducte sub presiune.

Procedeul prezintă o mare importanță practică, deoarece înlesnește măsurarea imediată și exactă a concentrației gazului sau a particulelor solide în suspensie în curentul de lichid, fără a produce vreun efect care să perturbe mișcarea. Se poate utiliza cu rezultate mult mai bune decît ale metodelor de măsură curente, la determinarea concentrației fazei secundare în conductele instalațiilor de hidrotransport mari (nămol, cărbune), în conductele prin care se transportă emulsii de gaze în lichide, la pompele Mamut etc.

8.1. *Metoda și dispozitivul de măsurat.* Metoda constă în a măsura intensitatea fasciculului de radiații după ce acesta a străbătut stratul de amestec care curge prin conductă. Pentru aceasta, după direcția unui aceluiași diametru al conductei respective, se așază o sursă radioactivă constituită dintr-un izotop radioactiv care emite radiații γ și un detector (fig. 5).

Alegerea tipului radiațiilor emise de sursa radioactivă, radiații dure sau moi, se face în funcție de grosimea pereților conductei și de diametrul ei (grosimea stratului de lichid). Astfel în cazul obstacolelor importante se utilizează o sursă constituită din izotopi C_0^{60}, C_s^{137}, C_r^{51}, T_u^{170} ale căror radiații γ au o energie de cîțiva MeV: cînd sînt necesare energii mai mici se utilizează: E_u^{155}, W^{188}, P_m^{147}. La ieșirea din conductă radiațiile sînt interceptate de către un detector a cărui scală este etalonată convenabil prin compararea cu amestecuri de concentrații cunoscute.

8.2. *Deducerea relației de calcul.* Ca un exemplu vom prezenta cîteva calcule simple pentru stabilirea concentrației fazei secundare în funcție de intensitatea radiațiilor detectate [25]. Facem următoarele notații:

c — concentrația gazului sau a fazei solide din amestec:

$$c = \frac{\text{volumul fazei secundare}}{\text{volumul amestecului}};$$

I_0 — intensitatea radiațiilor γ primite de detector pentru lichidul pur $(c=0)$;

I_c — intensitatea radiațiilor γ primite de detector pentru o concentrație c a gazului sau a fazei solide;

I_1 — intensitatea radiațiilor γ primite de detector pentru faza secundară pură $(c=1)$;

μ — coeficientul de absorbție a radiațiilor γ de către lichid;

μ' — coeficientul de absorbție a radiațiilor γ de către faza secundară solidă.

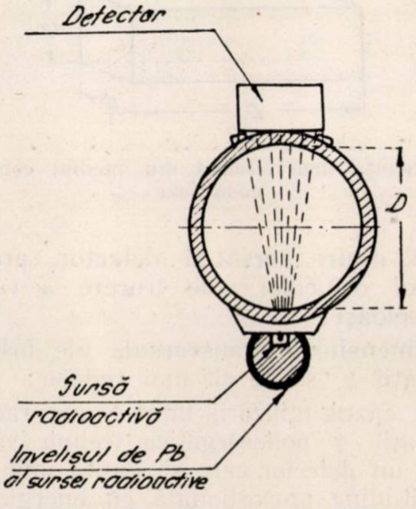


Fig. 5. Dispozitivul de măsurare a densității amestecurilor de două faze (lichid-particule solide; lichid-bule de gaz) ce curg prin conducte

Vom considera un volum elementar de formă paralelipipedică de secțiune $dxdy$ și lungime D (fig. 6), situat între sursa de radiaţii γ şi detector. Presupunem mişcarea permanentă şi faza secundară sub formă de particule mici, uniform repartizate în masa lichidului. Ţinînd seamă de legea exponenţială de variaţie a intensităţii radioactive cu coeficientul de absorbţie şi cu distanţa parcursă, se pot scrie următoarele două relaţii :

în cazul fazei secundare gazoase:

$$I_0 = I_1\, e^{-\mu D};$$
$$I_c = I_1\, e^{-\mu(1-c)\,D}.$$

în cazul fazei secundare solide:

$$I_0 = I_1\, e^{-\mu' D};$$
$$I_c = I_1\, e^{-e(\mu-\mu')(1-c)D}.$$

Pentru fiecare din cazuri, împărţind cele două relaţii şi luînd logaritmul ambilor membri rezultă :

$$c = \frac{1}{\mu D} \ln \frac{I_c}{I_0} \tag{1}$$

respectiv

$$c = \frac{1}{(\mu-\mu')\,D} \ln \frac{I_c}{I_0}. \tag{1'}$$

S-a obţinut astfel o relaţie simplă, care permite determinarea concentraţiei fazei secundare într-un curent de lichid. Uneori, aceste formule dau valori ale concentraţiilor mai mari decît în realitate. Ecuaţiile (1) şi (1') pot fi aplicate numai dacă sînt respectate ipotezele în care au fost stabilite. În general, este necesar ca :

— intensităţile I_o şi I_c să fie măsurate strict în aceleaşi condiţii, adică în aceeaşi conductă,

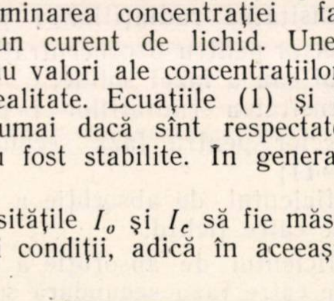


Fig. 6 Schiţa unui element din mediul constînd din două faze.

distanţa dintre sursă şi detector, precum şi diametrul orificiilor de trecere a radiaţiilor fiind aceleaşi ;

— dimensiunile transversale ale fasciculului de radiaţii γ să fie cît mai reduse ;

— în cazul utilizării unor surse radioactive cu radiaţii γ polienergetice trebuie să dispunem de un detector care să emită impulsuri cu o amplitudine proporţională cu energia fotonilor primiţi ;

— difuziunea razelor γ monoenergetice, prin efect Compton, se poate corecta utilizînd acelaşi tip de detector ca şi în cazul precedent. În cazul cînd I_o şi I_c sînt măsurate în condiţii diferite, formula trebuie modificată, ţinîndu-se seama de factorii respectivi.

Eroarea relativă de măsurare a concentraţiei fazei secundare din amestec depinde de eroarea de măsură a factorilor care intervin în formulele (1) şi (1'). Deci :

$$\frac{\Delta c}{c} = \frac{\Delta\mu}{\mu} + \frac{\Delta D}{D} + \frac{1}{\mu\, c\, D}\left(\frac{\Delta I_c}{I_c} + \frac{\Delta I_0}{I_0}\right)$$

şi analog pentru formula (1').

Eroarea de măsură este cu atît mai mică, cu cît diametrul bulelor de gaz, respectiv al particulelor solide, este mai mic faţă de parcursul liber mediu $\left(\frac{1}{\mu}\right)$ al fotonilor în lichid.

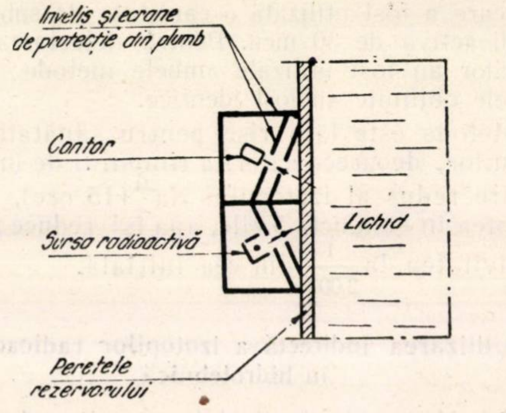


Fig. 7. Schiţa dispozitivului de măsurare a densităţii lichidelor.

9. *Măsurarea densităţii lichidelor*

Pentru măsurarea directă a densităţii lichidelor, fără a se lua probe, se utilizează [27] dispozitivul din fig. 7. La acest dispozitiv, emiţătorul de radiaţii γ şi receptorul sînt situate de aceeaşi parte a peretelui rezervorului. Radiaţiile γ emise de sursa radioactivă sînt dirijate faţă de perete sub un unghi θ. După o dispersare în masa de lichid, o parte din radiaţiile γ emise se reflectă şi sînt captate de receptor. Ştiind că intensitatea radiaţiilor detectate depinde de densitatea lichidului, comparînd intensitatea recepţionată de detector cu cea iniţială se poate afla densitatea necunoscută a acestuia.

Dispozitivul descris ar putea fi folosit şi pentru determinarea concentraţiilor de aer sau de suspensii solide într-un curent de lichid.

10. *Măsurarea nivelului lichidelor din vase*

Uneori este necesar să se determine nivelul unui lichid dintr-un vas închis, de exemplu la rezervoarele stabile de clor. Utilizînd un fascicul de radiaţii γ emise de o sursă de izotopi radioactivi se poate stabili, în mod automat, cota nivelului unui lichid dintr-un rezervor. Dispozitivul de măsurat este analog cu cel descris anterior. Se compune dintr-o sursă de radiaţii γ şi un dispozitiv de înregistrare. Schemele de aşezare a sursei radioactive şi a detectorului faţă de rezervor [28, 29] sînt arătate în fig. 8.

Schema a) este utilizată pentru a verifica dacă lichidul este sau nu la o cotă dată, iar schemele b) şi c) sînt indicatoare propriuzise de nivel.

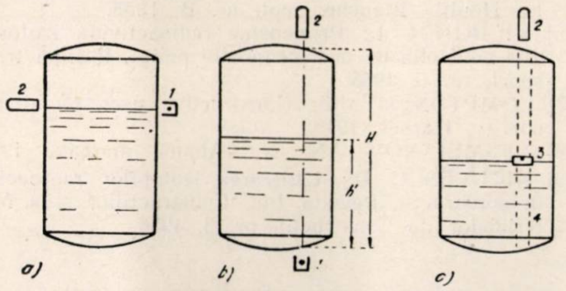


Fig. 8. Schiţele dispozitivelor de măsurare a nivelelor lichidelor în vase închise.

Pentru cazul b) noi am stabilit o formulă pentru determinarea adîncimii h. Notăm:

I_0 — intensitatea radiaţiilor γ detectate, corespunzătoare înălţimii h a lichidului în rezervor;
I_0' — intensitatea radiaţilor γ detectate, corespunzătoare înălţimii h' a lichidului în rezervor;
I_1 — intensitatea fasciculului incident de radiaţii γ;
h — înălţimea de referinţă a lichidului în rezervor;
h' — înălţimea lichidului în rezervor la un moment dat;
H — înălţimea maximă a rezervorului;
μ — coeficientul de absorbţie a radiaţiilor γ de către lichid;
μ_2 — coeficientul de absorbţie a radiaţiilor γ de către amestecul de aer şi vapori de la suprafaţa lichidului din rezervor.

Ţinînd seamă de legea de variaţie exponenţială a intensităţii radiaţiilor γ la trecerea printr-un mediu absorbant, putem scrie pentru cele două cazuri:

$$I_0 = I_1 e^{-[\mu h + \mu_2 (H-h)]};$$

$$I_0' = I_1 e^{-[\mu h' + \mu_2 (H-h')]}.$$

Impărţind aceste relaţii, rezultă:

$$\frac{I_0}{I_0'} = e^{(\mu-\mu_2)(h'-h)}.$$

Logaritmînd, obţinem în definitiv:

$$h' = h + \frac{1}{\mu-\mu_2} \ln \frac{I_0}{I_0'} \cdot$$

Pentru montajul c formula devine:

$$h' = h + \frac{1}{\mu_2} \ln \frac{I_0}{I_0'} \cdot$$

11. *Controlul stării conductelor*

In diverse instalaţii, în special la cele în care prin conducte curg lichide corosive (la conductele de la instalaţiile stabile de clor), este necesar să se verifice starea pereţilor conductelor în timpul exploatării, pentru a se evita accidente posibile. Această verificare se poate face în modul cel mai simplu utilizînd dispozitivul din fig. 9. Acest dispozitiv poate fi deplasat de-a lungul conductei, permiţînd astfel verificarea acesteia în orice punct [27, 28].

Principiul de funcţionare este analog celui descris mai sus. Anume, fasciculul de radiaţii γ dirijat asupra peretelui conductei este parte absorbit, parte reflectat şi parte refractat. Deoarece intensitatea fasciculului reflectat variază în sens invers cu grosimea peretelui conductei, o creştere a intensităţii acestuia, detectată cu un contor Geiger-Müller, indică o regiune în care conducta este corodată.

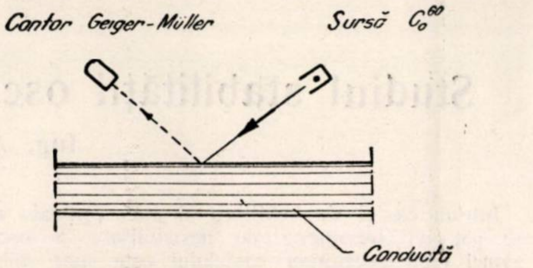


Fig. 9. Schiţa dispozitivului de verificare a stării conductelor.

CONCLUZII

Concluziile ce trebuie menţinute din acest articol, pe scurt, ar fi următoarele:

1. Utilizarea izotopilor radioactivi în hidrotehnică prezintă un real ajutor în munca de cercetare şi de măsurători în laborator şi pe teren. Fără a înlocui procedeele clasice de investigaţie, metoda izotopilor radioactivi simplifică şi extinde posibilităţile şi precizia cercetărilor şi permite studierea unor probleme încă nerezolvate.

2. In hidrotehnică, utilizarea izotopilor radioactivi pentru măsurători permite determinarea valorilor medii ale parametrilor curenţilor de lichid.

3. Deoarece metoda nu a fost experimentată suficient, nu s-au putut stabili încă date standard asupra încercărilor. De aceea rezultatele existente trebuie interpretate cu prudenţă şi, pe cît posibil, trebuie evitate extrapolările.

4. Deşi, din cauza unor piedici momentane de ordin material (de exemplu: dificultăţi în

transportul şi stocarea materialelor radioactive cu perioadă de înjumătăţire scurtă, costul relativ ridicat al substanţelor şi aparatajului şi dificultăţile de manevrare) utilizarea izotopilor radioactivi nu este încă generalizată în hidrotehnică, datorită avantajelor mari pe care le prezintă este de aşteptat că, într-un viitor apropiat, metoda se va răspîndi foarte mult. De aceea, cercetarea şi informarea în acest domeniu este o sarcină ce se impune şi cadrelor de specialitate din ţara noastră.

Bibliografie

[21] MONTENS O.: Die Verwendung von radioaktiven Isotopen bei Strömmungs- und Geschwindingkeitsmessungen, Gas und Wasserfach, nr. 14, 1952.

[22] MONTENS A.: Die Auswertung Durchflussmessungen mit radioaktiven Isotopen, Die Wasserwirtschaft. nr. 3, 1953.

[23] ARCHIBALD R.: Radioactive tracers in flow test, Journal of the Boston Society of Civil Engineers vol. XXXVII, 1950

[24] DORÉ E. şi alţii: Radioisotopes for detecting leaking joints in mains under construction, Journal of the Institution of Civil Engineers, vol. 7, nr. 2, martie, 1953.

[25] HOURS R.: Mesure de la concentration en gaz d'une emulsion gaz-liquide par absorbtion de rayons. La Houille Blanche, sept. nr. B, 1955.

[26] KICIKIN I. I.: Primenenie radioactivuîh izotopov dlia controlia ua nasîşcennostin pulipî. Recinoi transport, nr. 9, 1955.

[27] COMPTON şi alţii: Constructive uses of atomic energy. Harper, 1949.

[28] NESMEIANOV AN. N.: Atomii marcaţi, 1953.

[29] NICULESCU D.: Utilizarea izotopilor radioactivi în construcţii, Revista Ind. Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, nr. 3, 1956.

Studiul stabilităţii oscilaţiilor în castelele de echilibru

Ing. A. Gabriela Wittenberger

Intr-un castel de echilibru al unei centrale reglabile se pot ivi fenomene de nestabilitate a oscilaţiilor, atunci cînd secţiunea castelului este mai mică decît o anumită secţiune critică.

De această problemă, importantă în dimensionarea castelelor de echilibru, s-au ocupat încă de la începutul acestui secol (1910 — Thoma) şi pînă în prezent (Kartvolişvili), mulţi oameni de ştiinţă, în studii matematice ample de calcul analitic şi grafic.

Fenomenele de nestabilitate se prezintă printr-o tendinţă de mărire în timp a amplitudinilor oscilaţiilor.

Explicaţia acestor fenomene este următoarea:

La variaţii oarecare ale nivelului în castel, datorită unor variaţii bruşte de sarcină, debitul poate fi reglat de regulatoarele turbinei în aşa fel, încît să se menţină puterea turbinei mai departe constantă.

Prin variaţia debitului, variază şi viteza, pierderile pe aducţie variază şi ele, prin urmare variază din nou nivelul apei în castel, ceea ce provoacă o nouă reglare a debitului. Reglarea debitului atrage după sine o nouă schimbare a nivelului apei în castel, iar prin acţiunea reciprocă dintre cauză şi efect, pot lua naştere oscilaţii care ar putea periclita funcţionarea în bune condiţii sau chiar existenţa castelului.

Notaţiile utilizate în studiul următor sînt:

f — secţiunea aducţiei
L — lungimea aducţiei
F — secţiunea castelului
v — viteza în aducţie la un moment dat
v_0 — viteza în aducţie în mişcarea în regim
N — puterea la hidrocentrală
Q — debitul la un moment dat la hidrocentrală
Q_0 — debitul în mişcarea în regim la hidrocentrală.
z — variaţia nivelului în castel faţă de nivelul hidrostatic
H_0 — căderea netă la hidrocentrală
H — căderea brută la hidrocentrală
P — coeficientul pierderilor de sarcină pe aducţie
$P v_0^2$ — pierderea de sarcină în mişcarea în regim $= -z_0$

Funcţia oscilaţiilor se poate deduce avînd 3 necunoscute: Q, v şi z, din sistemul cu 3 ecuaţii:

$$N = \text{const.} = \eta_0 \, H_0 \, Q_0 = \eta \, (H+z) \, Q$$ — ecuaţia de reglaj;

$$\frac{L}{g} \frac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}t} + z + Pv^2 = 0$$ — ecuaţia dinamică;

$$Q = vf - F \frac{\mathrm{d}z}{\mathrm{d}t}$$ — ecuaţia de continuitate.

Studiul se limitează la camerele de echilibru obişnuite.

Din sistemul:

$$\frac{L}{g} \frac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}t} + z + Pv^2 = 0 \tag{1}$$

$$Q = vf - F \frac{\mathrm{d}z}{\mathrm{d}t}, \tag{2}$$

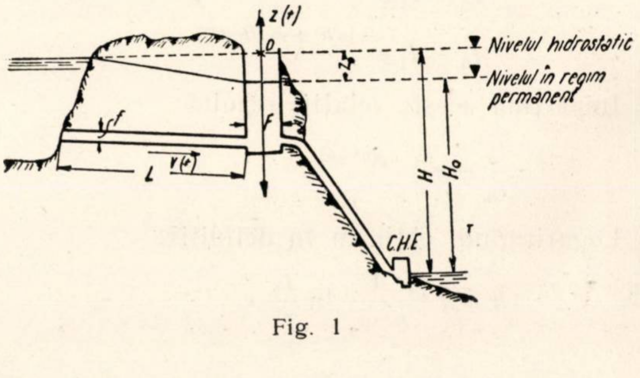


Fig. 1

$$Q\,(H+z)=Q_0\,H_0=C=\frac{N}{\gamma\eta}, \qquad (3)$$

în care se consideră:

N = constant;
η = constant;
F = constant,

prin diferenţierea ecuaţiilor (2) şi (3) şi prin introducerea valorilor $\frac{\mathrm{d}Q}{\mathrm{d}t}$ şi $\frac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}t}$ astfel obţinute în ecuaţia (1), se obţine:

$$\frac{\mathrm{d}^2 z}{\mathrm{d}t^2}+\frac{g\,PF}{f\,L}\left(\frac{\mathrm{d}z}{\mathrm{d}t}\right)^2+\frac{\mathrm{d}z}{\mathrm{d}t}\left[\frac{2g\,PC}{fL(H+z)}-\frac{C}{F\,(H+z)^2}\right]+$$
$$+\frac{gf}{LF}z=-\frac{PC^2g}{LFf(H+z)^2}\cdot \qquad (4)$$

Ecuaţia (4) reprezintă o oscilaţie cu axa $z=-Pv_0^2$ $\left(\frac{\mathrm{d}z}{\mathrm{d}t}=0 \text{ şi } \frac{\mathrm{d}^2 z}{\mathrm{d}t^2}=0\right)\cdot$

După o translaţie de axe, în care $z=-Pv_0^2+s$, rezultă:

$$\frac{\mathrm{d}^2 s}{\mathrm{d}t^2}+\frac{g\,PF}{f\,L}\left(\frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}t}\right)^2+\left[\frac{2g\,PC}{fL(H+z_0+s)}-\frac{C}{F\,(H+z_0+s)^2}\right]\frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}t}+$$
$$+\frac{gf}{LF}-\frac{g\,PC^2}{LF(H+z_0)^2}\left(\frac{2}{H+z_0}-\frac{3s}{(H+z_0)^2}+\ldots\right)s=0 \qquad (5)$$

Ecuaţia este de forma:

$$\frac{\mathrm{d}^2 s}{\mathrm{d}t^2}+\varphi(t)\,\frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}t}+\psi(t)\,s=0 \qquad (6)$$

I. CAZUL OSCILAŢIILOR MICI

In acest caz, avem la hidrocentrală perturbaţii infinit mici, adică se pot neglija: $\left(\frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}t}\right)^2$ şi s^2.

Ecuaţia (6) devine:

$$\frac{\mathrm{d}^2 s}{\mathrm{d}t^2}+\left[\frac{2g\,PC}{fL\,(H+z_0)}-\frac{C}{F\,(H+z_0)^2}\right]\frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}t}+$$
$$+\frac{gf}{LF}\,\frac{H+3z_0}{H+z_0}\,s=0\cdot \qquad (7)$$

Problema s-a redus la:

$$\frac{\mathrm{d}^2 s}{\mathrm{d}t^2}+2a\,\frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}t}+b\,s=0\cdot \qquad (8)$$

Ecuaţia caracteristică este:

$$r^2+2ar+b=0; \qquad (9)$$

$$r_{12}=-a\pm\sqrt{a^2-b}\cdot \qquad (10)$$

I. Cînd $a^2>b$, avem rădăcini reale.

Soluţia integrală este de forma:

$s=C_1\,e^{r_1 t}+c_2\,e^{r_2 t}.$ şi avem oscilaţii aperiodice (11)

$a>\sqrt{b}$ — oscilaţia aperiodică amortizată; (12)

$-a>\sqrt{b}$ — oscilaţie aperiodică întreţinută. (13)

Dacă cel puţin una dintre rădăcinile ecuaţiei caracteristice este pozitivă, atunci diferenţa de nivel creşte în timp şi fenomenul are caracter nestabil. Pentru ca el să fie stabil se cere îndeplinirea simultană a condiţiilor:

$$r_1<0 . \text{ şi } r_2<0, \qquad (14)$$

pentru care $a>0$; $b>0$.

II. Cînd $a^2<b$ şi $b>0$ avem oscilaţii periodice.

Dacă punem $n=\sqrt{b-a^2}\cdot$,
integrala generală este:

$$s=e^{-at}\,(C_1\cos nt+C_2\sin nt). \qquad (15)$$

Cînd

$a<0$, oscilaţiile vor fi crescătoare şi fenomenul va fi nestabil;
$a=0$, oscilaţiile vor fi sinusoidale şi neamortizate;
$a>0$, oscilaţiile sînt stabile şi ele se amortizează.

Concluzia din studiul de mai sus este că oscilaţiile sînt stabile, cînd

$$a>0,$$
$$b>0. \qquad (16)$$

Din condiţia $b>0$, din ecuaţia (7) rezultă $\frac{H+3z_0}{H+z_0}>0$ şi pentru că $H+z_0>0$, rezultă:

$$H+3\,z_0>0$$

$$\text{deci } \boxed{z_0<-\frac{H}{3}} \qquad (17)$$

Acest rezultat se explică astfel:

Maximum de putere corespunde unui debit pentru care pierderile de presiune sînt $\frac{H}{3}$ aşa cum se poate vedea în fig. 2.

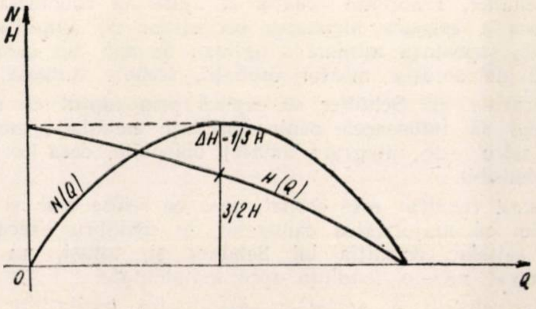


Fig. 2

Aceasta se obţine egalînd derivata puterii în raport cu debitul cu zero:

$$N=\eta\,Q\,(H-P\,v^2)=\eta Q\left(H-\frac{PQ^2}{f^2}\right);$$

$$\frac{\mathrm{d}N}{\mathrm{d}Q}=\eta\left(H-3P\frac{Q^2}{f^2}\right)=0 \quad Pv^2=\frac{H}{3}.$$

Dacă pierderile de presiune sînt mai mici decît H pentru o descreştere a nivelului în castel, se produce o descreştere a puterii şi regulatorul măreşte deschiderea ,deci debitul, deci puterea.

Pe ramura descendentă a curbei, pierderile sînt mai mari decît H creşterea debitului provoacă o scădere a puterii; mărind şi mai mult debitul, se mărește pierderea de presiune și de putere. Deci, fenomenul devine nestabil.

$z_0 < \frac{H}{3}$ este o condiție ușor îndeplinită din motive economice aproape întotdeauna.

Din condiția $a > 0$, din ecuația (7) rezultă:

$$\frac{2gPC}{fL(H+z_0)} \geq \frac{C}{F(H+z_0)^2}; \tag{18}$$

$$F_{min} \geqslant \frac{v_0^2 Lf}{2g Pv_0^2 (H - Pv_0^2)} = F_{Th}. \tag{19}$$

F_{Th} este secțiunea minimă după Thoma.

2. CAZUL OSCILAȚIILOR MARI

In cazul oscilațiilor mari, nu se pot neglija $\left(\frac{ds}{dt}\right)^2$ și s^2.

Această situație a fost studiată de *Schüller* în 1928. $\varphi(t)$ și $\psi(t)$ sînt funcții compuse de timp; sînt considerate însă ca niște valori medii constante: $\varphi_m(t)$ și $\psi_m(t)$:

$$\frac{d^2 s}{dt^2} + 2\varphi_m(t)\frac{ds}{dt} + \psi_m(t)\, s = 0 \tag{20}$$

Se integrează între zero și t:

$$\int_0^t \frac{d^2 s}{dt^2}\frac{ds}{dt}\,dt + b\int_0^t s\frac{ds}{dt}\,dt = -2a\int_0^t \left(\frac{ds}{dt}\right) dt; \tag{21}$$

$$\left[\frac{\left(\frac{ds}{dt}\right)^2}{2}\right]_0^t + b\left[\frac{s^2}{2}\right]_0^t = -2a\int_0^t \left(\frac{ds}{dt}\right) dt; \tag{22}$$

aici a și b sint $\varphi_m(t)$ și $\varphi_m(t)$.

Schüller, rezolvînd ecuația ,a ajuns la concluzia că pentru a asigura atenuarea oscilațiilor de amplitudine finită, suprafața minimă a oglinzii de apă din cameră, dată de soluția micilor oscilații, trebuie dublată.

Eroarea lui Schüller se explică prin faptul că el a căutat să folosească pentru oscilații neliniare metode de calcul (de integrare liniare) obișnuite, ceea ce este inadmisibil.

Acest rezultat este eronat, ceea ce reiese clar și din faptul că majoritatea camerelor de echilibru executate nu satisfac condiția lui Schüller și, totuși, nu s-a observat nici o tendință spre instabilitate.

Kartvelișvili a arătat că stabilitatea oscilațiilor rămîne și în cazul oscilațiilor finale mari, dacă există în cazul oscilațiilor mici.

El a considerat ecuația diferențială în cazul creșterii sarcinii:

$$\ddot{y} + 4\pi^2 y + \varepsilon f_1(\dot{y}) + \varepsilon^2 f_2(y\,\dot{y}) = 0, \tag{23}$$

unde

$$\varepsilon = \frac{Pv^2}{z_0};\ \beta = \frac{z_0}{H_0};\ y = \frac{z + Pv^2}{z_0} = f(z), \tag{24}$$

O integrală particulară pentru $\varepsilon = 0$ este $y = a \sin \psi$; (25)

$$\psi = 2\pi\tau + \varphi. \tag{26}$$

In general, soluția este de forma:

$$y = v(a, \psi) \text{ unde } a = f(t),\ \psi = f(t). \tag{27}$$

Principial, această ecuație neliniară nu poate fi integrată exact. Totuși, în teoria circuitelor neliniare, această ecuație poate fi rezolvată cu un grad de neexactitate dinainte stabilit, adică, în cazul nostru, dacă vom lua în considerație pe ε pînă la puterea 3.

In general, $v = f(a, \psi) = v_1 + \varepsilon v_2 + \varepsilon^2 v_3$ (28)

a și ψ se dezvoltă în serie ca și derivatele lor, care sînt funcții de timp.

Introducînd valorile obținute în ecuația diferențială și egalînd cu zero coeficienții lui ε la o putere mai mare decît 2, se obține un sistem de ecuații pentru determinarea lui v_1, v_2, v_3. Din condiția periodicității lui v_1, v_2, v_3, coeficienții, afară de cei ai lui sin ψ și cos ψ se anulează și se deduc v_1, v_2, v_3.

Rezultă:

$$y = -\frac{\varepsilon a^2}{2} + \frac{\varepsilon a^2}{6}\cos^2\psi + a\sin\psi -$$

$$-\frac{1}{3}\left(\frac{\varepsilon^2}{3} + \frac{5}{6}\varepsilon\beta C - \beta^2 C\right) a^2 \sin 2\psi - \frac{\varepsilon^2 a^2}{24}\sin 3\psi, \tag{29}$$

în care:

$$a = a_0\, e^{-\pi(2\varepsilon - \beta C)\tau}; \tag{30}$$

$$\psi = \pi\left[2 - \left(\frac{2\varepsilon + \beta C}{2}\right)^2\right]\tau + \frac{\varepsilon^2 a_0^2}{6(2\varepsilon - \beta C)} \times$$

$$\times \left[1 - e^{-2\pi(2\varepsilon - \beta C}\right] + \psi_0. \tag{31}$$

Din condiția atenuării undei, rezultă $2\varepsilon > \beta C$. Aceasta este chiar condiția lui Thoma.

3. FACTORII CARE MAI INFLUENȚEAZĂ STABILITATEA OSCILAȚIILOR

A. Influența înălțimii cinetice

Calame și Gaden (1927) au cercetat influența energiei cinetice $\frac{v''^2}{2g} = P'' v''^2$ asupra stabilității castelelor de echilibru, în care v'' este viteza în aducție imediat sub castelul de echilibru.

Există două situații:

1. In aducție și castel se consideră înălțimea ca pierdere și se adaugă pierderilor prin frecare (fig. 3).

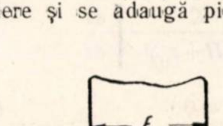


Fig. 3

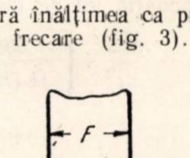


Fig. 4

2. Pentru calculul energiei, înălțimea cinetică se poate recîștiga și nu trebuie scăzută din căderea brută H (fig. 4).

Situația 1 este cea studiată.

In cazul 2 se poate scrie:

Pierderea totală:

$$Pv^2 = P' v^2 + P'' v''^2 \tag{32}$$

în care:

$P'' v''^2$ — înălțimea reprezentativă de trecere cu viteza v'' în punctul de joncțiune a castelului cu aducția;

$P' v^2$ — pierderea prin frecare, inclusiv aceea de la intrare.

$$H_0 = H - P' v_0 = H - P v_0^2 + P'' v_0''^2. \qquad (33)$$

Rezultă:

$$N = \eta \gamma Q \left[(H+z) + \frac{v''^2}{2g} \right] = \eta \gamma Q \left[H_0 + P' v_0^2 + \right.$$

$$\left. + z + P'' v''^2 \right] = N_0. \qquad (34)$$

Se arată că ţinînd seamă de aceasta, secţiunea minimă este:

$$F_{min} \geqq \frac{v_0^2}{2g} \frac{Lf}{\left(H_0 + 2P'' v_0''^2\right)\left(P' v_0^2 + P'' v_0''^2\right)} \cdot \qquad (35)$$

Un calcul comparativ pentru a ilustra influenţa luării în consideraţie a energiei cinetice, este următorul:

Se consideră:

$L = 400$ m; $f = 12$ m²; $H = 10{,}00$ m;

$Q_0 = 40$ m³/s; $v_0 = 3{,}4$ m/s.

Cînd nu se ţin seamă de înălţimea cinetică, $F_{crit} = 380$ m² iar cînd se ţine seamă de aceasta, $F_{crit} = 200$ m², deci un raport $= 1{,}9 \approx 2{,}0$.

Totuşi, nici această formulă nu ia în consideraţie absolut fenomenul real.

B. Influenţa impreciziei procesului de reglaj

In soluţionarea clasică a problemei stabilităţii camerelor de echilibru, se presupune că regulatoarele automate de viteză ale turbinelor menţin o putere ideal constantă la orice oscilaţii ale maselor în sistemul hidraulic al instalaţiei hidrotehnice. Tocmai condiţia caracterului constant al puterii turbinei duce la o ecuaţie care ajută la rezolvarea sistemului de ecuaţii.

Kartvelişvili a pus problema imposibilităţii menţinerii constante a numărului de turaţii şi a puterii turbinei:

Să vedem care este influenţa impreciziei inevitabile a procesului de reglare asupra condiţiilor de stabilitate.

Sînt trei categorii de ecuaţii:

1. — Ecuaţiile fundamentale.
2. — Ecuaţia ce dă momentul mecanic al turbinei.
3. — Ecuaţiile de reglare ale turbinei, adică:

a — dependenţa deschiderii turbinei de cursa pistonului servomotorului;
b — ecuaţia de mişcare a servomotorului;
c — ecuaţia dispozitivului centrifug;
d — ecuaţia sertarului;
e — ecuaţia mecanismului de aservire.

Sistemul celor trei categorii de ecuaţii este greu de rezolvat, în general. Totuşi, pentru a se vedea influenţa negativă a imperfecţiei reglajului, se consideră un caz cu cîteva ipoteze simplificatoare, din care dacă se notează

$$y = \frac{z + Pv^2}{z_0},$$

se obţine ecuaţia diferenţială cu coeficienţi constanţi, în cazul oscilaţiilor mici:

$$\Delta y^{IV} + a_1 \Delta y^{III} + a_2 \Delta y^{II} + a_3 \Delta y^{I} + a_4 \Delta y = 0. \qquad (35)$$

Pentru ca procesul exprimat în ecuaţia precedentă să fie stabil, este necesar şi suficient ca:

$r^4 + a_1 r^3 + a_2 r^2 + a_3 r + a_4 = 0$ să nu aibă rădăcini cu partea reală pozitivă.

Trebuie satisfăcute inegalităţile:

1 — $a_1 > 0$;
2 — $a_1 a_2 - a_3 > 0$;
3 — $a_1 a_2 a_3 - a_3^2 - a_1^2 a_4 > 0$; (37)
4 — $a_4 > 0$.

Din condiţia a 3-a rezultă valoarea suprafeţeţi F funcţie de ceilalţi parametri:

$$\Phi(F) = \frac{R^2 + 2R - (R+2)^2 \beta T}{(I - R) \beta T} \qquad (38)$$

în care R — funcţie de toţi parametri luaţi în consideraţie.

Din examinarea acestei formule, se constată că neglijarea impreciziei procesului de reglaj are influenţă şi ar putea duce în calculul stabilităţii la erori sensibile.

Kartvelişvili a arătat că Calame şi Gaden, nerecurgînd la ecuaţiile de reglare, au ajuns la o concluzie greşită, şi anume că imprecizia procesului de reglaj are influenţă favorabilă, deşi neînsemnată, asupra stabilităţii.

C. Influenţa variaţiei randamentului

Pînă acum am considerat că $\eta_{turbină}$ este constant.

$$\text{In realitate, } \eta = \eta(N); \qquad (39)$$

$$\eta = \eta(N) = \eta(H + z) = \eta_0 + \left(\frac{d\eta}{dz}\right)_0 z + \dots \qquad (40)$$

în care:

η_0 — valoarea lui η, care corespunde unei sarcini N_0 în regim permanent şi z — înălţimea saltului.

Se ştie că $\frac{N}{N_0}$ este proporţional cu $\left(\frac{H+z}{H_0}\right)^{3/2}$ unde $H_0 = H - Pv^2$ astfel că se poate scrie în apropierea regimului permanent:

$$\left(\frac{d\eta}{dz}\right)_0 = -\left(\frac{d\eta}{dN}\right)_0 \left(\frac{dN}{dz}\right)_0 = -\frac{3}{2} \frac{N_0}{H_0} \left(\frac{d\eta}{dN}\right)_0 \qquad (41)$$

Se obţine:

$$F_{min} \geqq \frac{v_0^2}{2g} \frac{Lf}{H_0 P v_0^2} \left[1 - \frac{3}{2} \frac{N_0}{H_0} \left(\frac{d\eta}{dN}\right)_0 \right] \cdot \qquad (42)$$

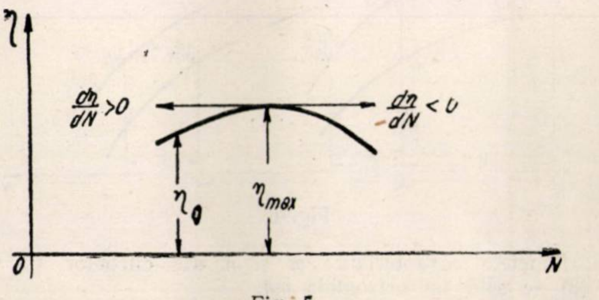


Fig. 5

Urmărind fig. 5, se observă:

Dacă ne aflăm pe ramura ascendentă, $\left(\frac{d\eta}{dN}\right)_0 > 0$, influenţa randamentului e favorabilă, deci F_{min} poate fi mai mic.

Dacă ne aflăm pe ramura descendentă, $\left(\frac{d\eta}{dN}\right)_0 < 0$, şi influenţa randamentului este defavorabilă, deci F_{min} trebuie ales mai mare.

D. Influenţa pierderilor prin frecare în conducta forţată

La debitul crescător Q, pierderile de presiune în conducta forţată cresc, şi deci scade căderea la turbină; pentru a menţine N constant, trebuie să crească şi mai mult debitul.

Se defineşte pentru conducte un randament η_L, care s-ar prezenta în funcţie de sarcina N printr-o curbă continuu descrescătoare, cam de forma unei parabole.

$$\frac{N}{N_0} \text{ este proporţional cu } \frac{Q}{Q_0}; \tag{43}$$

$$\left(\frac{\mathrm{d}\eta_L}{\mathrm{d}Q}\right)_0 = -\left(\frac{\mathrm{d}\eta_L}{\mathrm{d}N}\right)_0 \left(\frac{\mathrm{d}N}{\mathrm{d}Q}\right)_0 \cdot \tag{44}$$

Deoarece $\eta_L = \eta_L(N)$ este o curbă descrescătoare, influenţa ei este defavorabilă.

Cel mai bine apare influenţa pierderilor prin frecare, calculînd punct cu punct $z=z\ (t)$, analitic sau grafic. Saltul poate creşte din această cauză cu 10—20%, deci un dezavantaj care trebuie luat în consideraţie.

E. **Influenţa legării în paralel a mai multor centrale la acelaşi castel**

Calame şi Gaden au arătat că dacă o centrală I este cuplată în paralel cu altă centrală, care nu are castel (termo sau de cădere mică), se reduce simţitor valoarea secţiunii castelului examinat.

Iată demonstraţia lor:

$$N_S \text{ (sistem)} = N_C \text{ (castel)} + N_e \text{ (fără castel)} \tag{45}$$

Se consideră că la legarea în paralel, viteza de rotaţie este aceeaşi.

Se consideră (fig. 6) fasciculul de curbe

$$\omega = \frac{2\pi n}{60} = \omega(N) \tag{46}$$

pentru centrala hidroelectrică (1) şi pentru sistem (2).

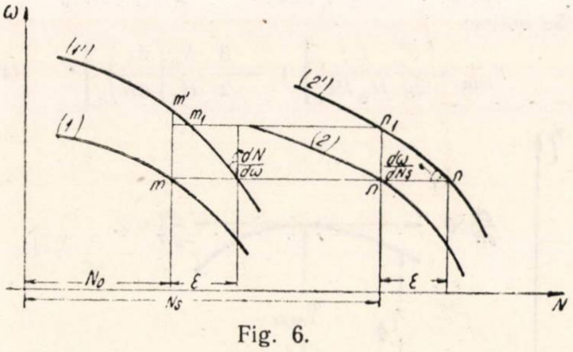


Fig. 6.

Punctele caracteristice m şi n ale curbelor (1) şi (2) se află pe orizontala mn.

Considerînd că toate centralele au o statică permanentă pozitivă*, atunci panta curbelor (2) este mai mică decît a curbelor (1).

Se mai poate arăta că dacă H_0 creşte la $H+z$, curba caracteristică se deplasează cu:

$$\varepsilon = N_0 \frac{3}{2} \frac{z + P v_0{}^2}{H_0} \cdot \tag{47}$$

Dacă centrala I va lucra singură, va trebui să varieze viteza cu mm', pentru a se menţine o putere constantă N_0, ceea ce ar avea ca urmare o închidere corespunzătoare a turbinelor. Dar dacă centrala este legată în paralel cu altele, N_S trebuie să rămînă constantă. n se deplasează în n_1, şi m în m_1.

Viteza totală a centralelor variază cu:

$$n\,n_1 = \Delta\omega = \varepsilon \frac{\mathrm{d}\omega}{\mathrm{d}N_S}. \tag{48}$$

Variaţia puterii pentru centrala I este egală cu diferenţa absciselor punctelor m şi m_1:

$$\Delta N = \varepsilon - \Delta\omega \frac{\mathrm{d}N}{\mathrm{d}\omega} = \varepsilon - \varepsilon \frac{\mathrm{d}\omega}{\mathrm{d}N_S} \frac{\mathrm{d}N}{\mathrm{d}\omega} = \varepsilon \left(1 - \frac{\mathrm{d}N}{\mathrm{d}N_S}\right), \tag{49}$$

sau dacă se înlocuieşte

$$K = \frac{\mathrm{d}N}{\mathrm{d}N_S} \cong \frac{N}{N_S}, \tag{50}$$

atunci

$$\Delta N = \frac{3}{2} \frac{z + P v_0^2}{N_0} (1-K). \tag{51}$$

Pentru cazul oscilaţiilor mici, N care corespunde saltului apei z este:

$$N = N_0 \left[1 + \frac{3}{2} \frac{z + P v_0^2}{H_0} (1-K)\right]. \tag{52}$$

Se poate demonstra că F_{min}:

$$F_{min} \geq \frac{v_0^2}{2g} \frac{Lf}{H_0 P v_0^2} \left[1 - \frac{3}{2}(1-K)\right] \cdot \tag{53}$$

Cînd $K=1$ $F_{min} = FTh$.

Cînd $K = \frac{1}{3}$ rezultă din formula $F_{min} = 0$, adică oscilaţia se amortizează pentru orice secţiune.

Kartvelişvili arată că, în cazul legării în paralel a mai multor centrale la acelaşi castel, acest fapt nu este atît de favorabil cum reiese din formula lui Calame şi Gaden, care spune că în cazul cînd $K=\frac{1}{3}$ oscilaţiile sînt amortizate pentru orice secţiune. Şi aceasta din următoarele motive:

— Problema se pune just numai în cazul stării de echilibru a sistemului, cînd toate procesele tranzitorii sînt atenuate.

— Nu puterile se repartizează după caracteristicile statice fixate, ci caracteristicile statice se deplasează sub acţiunea regulatoarelor de frecvenţă şi putere activă.

— Influenţa caracterului de reglare ar putea duce la o convergenţă mai mare a oscilaţiilor maselor, dar destul de mică pentru a nu fi luată în consideraţie la calculul efectiv.

Deci, concluzia lui Kartvelişvili este: condiţiile de funcţionare în paralel a instalaţiei date pentru o reţea comună cu altele, nu permit uşurarea condiţiilor de stabilitate faţă de acelea care decurg din analizarea centralei cu funcţionare izolată.

Se recomandă: deoarece influenţa legării în paralel ar fi pozitivă, să nu se ia în consideraţie.

Pentru determinarea suprafeţei minime, se utilizează în practică formula:

$$F_{min} = \frac{v_0^2}{2g} \frac{Lf\left(1 + \frac{H_0}{\eta_0} \frac{\Delta\eta}{\Delta H_0} - K\right)}{\left[H_0 - 2P''' v_0^2 \left(1 + \frac{H_0}{\eta_0} \frac{\Delta\eta}{\Delta H_0}\right)\right] P v_0^2}, \tag{54}$$

în care

$P''' v_0^2$ — pierderile de sarcină în conducta forţată.

In această formulă se ţine seamă de:

— influenţa energiei cinetice;

— influenţa randamentului variabil;

— influenţa pierderilor prin frecare;

— influenţa unei eventuale conexări cu alte centrale.

---

* Statica permanentă $= -\frac{\Delta n_{max}}{n} = \delta_p$; δ_p pozitivă, este o condiţie pentru funcţionarea corectă a turbinei.

Această influență se recomandă să nu fie luată în considerație.

Am văzut din demostrația lui Kartvelișvili că siguranța la stabilitatea oscilațiilor mici implică și stabilitatea oscilațiilor mari. Sînt, însă, alte fenomene care nu se pot prinde riguros în calcul, ca:

— imperfecțiunea de reglare;

— eventuala conexare cu alte centrale, ale căror castele nu sînt suficient dimensionate.

Avînd în vedere imposibilitatea prinderii în calcul a tuturor fenomenelor ce se produc în castelele de echilibru la centralele hidroelectrice cu turbine reglabile la putere constantă, se dă un coeficient de siguranță suprafeței minime din formula de mai sus, și anume: 1,2—1,3. Sînt proiectanți îndrăzneți care iau $n=1.05$.

Dacă suprafața minimă se calculează după formula lui Thoma, coeficientul de siguranță se ia $n_{Th}=1,5...1,8$.

Cînd din calculul analitic reiese că F este foarte apropiat de F_{critic} se indică calculul grafic, care permite să se aprecieze viteza de amortizare a oscilațiilor finale.

Dacă spirala care reprezintă $z=f\ (v)$ converge în punctul corespunzător regimului final, înseamnă că oscilațiile se amortizează și condițiile de stabilitate ale funcționării sînt asigurate.

Dacă spirala este divergentă sau se transformă într-o curbă închisă, aceasta dă indicații asupra existenței oscilațiilor neamortizate, deci asupra unei funcționări nestabile a sistemului.

Se demonstrează (fig. 7) că, dacă

$$\Delta = \frac{Z_{t+T}}{Z_t} \text{ și } n_{Th} = \frac{F}{F_{Th}}, \qquad (55)$$

atunci Δ nu variază invers proporțional cu n_{Th}, ci este o funcție de n_{Th} de forma:

$$\Delta = e^{\varkappa P v_0^2}\left(\frac{1}{\sqrt{n_{Th}}} - \sqrt{n_{hT}}\right)\frac{1}{\sqrt{1-\frac{1}{4}\left(2\frac{Pv_0^2}{\sqrt{n_{Th}}}+2\,Pv_0^2\sqrt{n_{Th}}\right)^2}}. \qquad (56)$$

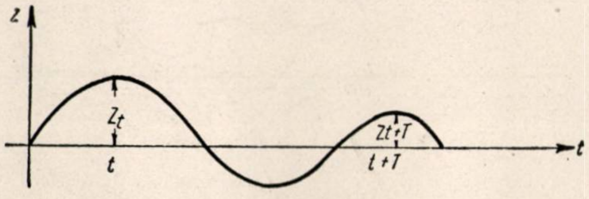


Fig. 7

Se observă deci că fenomenul de stabilitate este complex și cere pentru determinarea coeficientului de siguranță multă judiciozitate și experiență.

In concluzie:

In calculul tehnico-economic al unui castel de echilibru, trebuie să se țină seamă și de stabilitatea oscilațiilor, unde coeficientul de siguranță poate da indicii asupra economicității soluției.

Se consideră necesară încercarea pe modele a castelelor de echilibru și din punctul de vedere al stabilității oscilațiilor.

◆

NOTE

Hidrocentrul Tsangpo-Tibet

Printre cele mai gigantice posibilități de amenajări hidroenergetice de pe glob oferă și fluviul Tsangpo din Tibet, care pe teritoriul Indiei formează Brahmaputra. Posibilitatea amenajării unui hidrocentru cu 3 centrale în cascadă a fost indicat numai principial de Prof. *Thirring*, la Congresul Mondial al Energiei, Viena 1956 (v. *Archiv für Energiewirtschaft* 21/1956), citînd un lac de 20—50 km³, căderea 2 220 m, puterea 20 000—40 000 MW și 150 000—340 000 GWh/an.

Deși executarea unei lucrări așa de gigantice într-o regiune izolată, poate fi realizată numai într-o perioadă mai îndepărtată, credem că cititorii Hidrotehnicei vor fi dornici să cunoască asemenea posibilități, de aceea vom completa datele sporadice ale Prof. *Thirring* cu calcule hidrologice-hidroenergetice proprii.

Condițiile hidrologice. Tsangpo curge pe parcursul superior de cca 1 300 km de la vest spre est, culegînd apele a peste o sută de ghețari din masivele Himalaia și Transhimalaia, cu altitudini între 5 000 și peste 8 000 m (fig. 1). Inainte de marele cot de aproape 360⁰ (mai jos de cot fluviul continuă sub denumirea Brahmaputra) într-un defileu aval de satul Gyala, cu talvegul la cota 2835, poate fi captat Tsangpo cu un baraj și creat un lac la cota 3 000, corespunzător unui bazin de recepție de 295 000 km². Cum 6 luni de iarnă debitele sînt extrem de mici, iar vara coincide topirea zăpezilor și a ghețarelor cu ploile permanente aduse de Monsun, folosind ca repere stocul de apă anual indicat de *Thirring* (34—77 km³/an), am reconstituit regimul hidrografic din fig. $Q_m=1\,800$ m³/s $V_{an}=56.8$ km³/an normal și retențiunea necesară compensației de consum admise Q_c de $R=V_u=26{,}9$ km³.

Lacul avînd brut V=50 km³, rezultă cotele din fig. 2 și 4, iar volumul util maxim, la compensare supra anuală $V_{umax}=43$ km³.

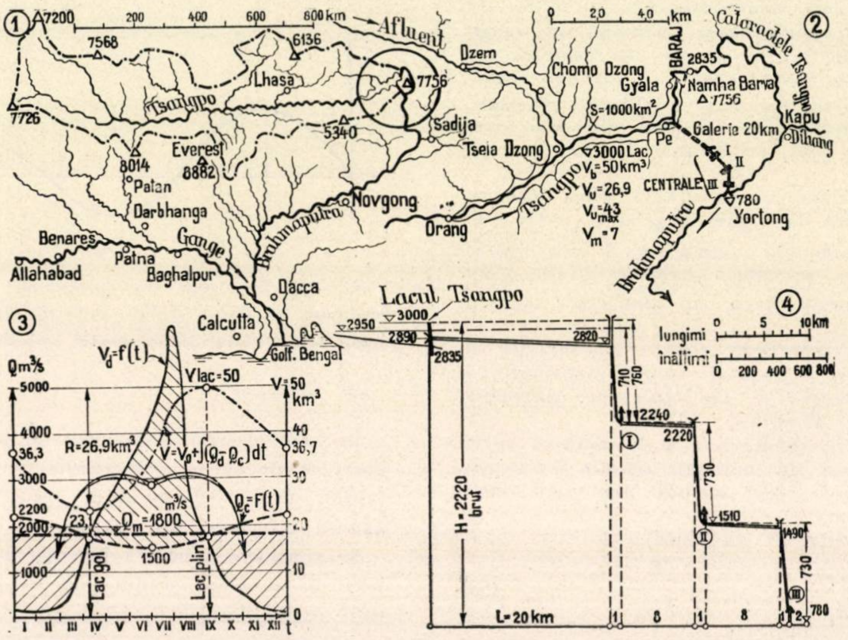
Estimații hidroenergetice. La căderea brută de 2 220 m și debitul instalat $Q_i=1{,}5\ Q_m=2\,700$ m³/s, cu randamentele $\eta_h \eta_t = 0{,}89$, $\eta_e = 0{,}97$ obținem puterea instalată și energia normală:

$P_i=0{,}00981\ Q_i H_b\ \eta_h \eta_t \eta_c = 45\,000$ MW; $E=8{,}76 \cdot P_m$ GWh/an.

Construcții și echipamente. In ipoteza a 3 căderi funcționînd sincron, construcțiile hidrotehnice constau din: barajul cu $h_o=165$, $h=200$ m, 3 galerii de aducțiune blindate de 20+ 8+ 8 km lungime și ø=20 m, apoi 3 rînduri de galerii forțate blindate urmate de centrale. La $Q_i = 2700$ m³/s, căderile nete ale celor 3 centrale sînt aproximativ egale de cîte 700 m fiecare și cum în viitor putem întrevede construirea turbinelor Francis cu contrapresiune, la căderi și puteri extrem de mari, cred că vor fi necesare cîte 50 grupuri de cîte 300 MW în fiecare centrală, adică în total 45 000 MW.

Considerînd turbine Pelton, la raportul D_o/d_o optim și cu cele mai mari dimensiuni admisibile, ar fi necesare total 450 turbine Pelton de cîte 100 MW fiecare, ceea ce este aproape imposibil de realizat. Dacă însă s-ar amenaja tăierea cotului (fig. 1—2) cu o singură treaptă de cădere de 2 220 m ar rezulta turbine Pelton de peste 225 MW fiecare, adică ar trebui încă 200 grupuri. Remarcăm faptul că asemenea amenajări gigantice pun probleme care azi ne par irezolvabile, dar care omenirea va trebui să le rezolve.

La ce ar servi energia de pe Tsangpo. Este fără îndoială că energia gigantică de pe Tsangpo, mai mare de ex. decît consumul de energie împreunat al U.R.S.S. cu al S.U.A., nu poate fi consumat local nici în cea mai îndepărtată epocă. In prezent se fac transporturi sub tensiuni mari pînă la 1 500 km distanţă, iar experienţele din U.R.S.S. şi din alte părţi arată că la curent continuu sub 600—800 kV se vor depăşi 2000 km, chiar la puteri foarte mari. Trasînd pe harta Asiei un cerc cu raza de peste 2000 km, vedem că pe lîngă alimentarea integrală a Tibetului, Nepalului, se poate acoperi cam 80% din suprafaţa R. P. China, 60% din India şi R. P. Mongolă, ca şi o bună parte din Pakistan, Birmania, Tailanda, Laos şi Vietnam. La o populaţie de cca 600 milioane corespunzătoare acestor suprafeţe, observăm că hidrocentrul Tsangpo asigură 300 kWh/an locuitor. Considerînd ritmul dezvoltării industriale al acestor ţări remarcăm că prin 1975/80 poate deveni actuală problema amenajării Tsangpo. In orice caz Tibetul va beneficia în primul rînd de această bogăţie naturală deosebită, care echivalează cu cca 50 miliarde lei venit anual brut.


①
7200
200
400
600
800 km
Afluent
7568
6136
Lhasa
Tsangpo
7726
7756
5340
Everest
8882
8014
Patan
Darbhanga
Benares
Gange
Patna
Allahabad
Baghalpur
Brahmaputra
Novgong
Dacca
Calcutta
Golf. Bengal
②
0 20 40 km
Dzem
Chomo Dzong
Gyala
BARAJ
2835
Namha Barva
7756
Calcaradele Tsangpo
S=1000 km²
Kapu
Dihang
Galerie 20 km
Pe
Sadija
Tseia Dzong
3000 Lac
V_b=50 km³
V_u=26,9
V_umax=43
V_m=7
CENTRALE I II III
780
Yortong
Orang
Brahmaputra
③
Q m³/s
5000
4000
3000
2200
2000
1000
36,3
V_d=f(t)
Vlac=50
V=50 km³
R=26,9 km³
V=V_0+∫(Q_d−Q_c)dt
Q_c=F(t)
Q_m=1800 m³/s
23,1
1500
Lac gol
Lac plin
36,7
40
30
20
10
0
I II III IV V VI VII VIII IX X XI XII t
④
Lacul Tsangpo
3000
2950
2890
2835
2820
710
760
2240
2220
730
1510
1490
730
780
H=2220 brut
L=20 km
1 8 1 8 1 2
lungimi 0 5 10 km
înălţimi 0 200 400 600 800

Prof. Dr. Ing. **DORIN PAVEL**

Documentare

Irigaţii şi alimentări cu apă în Sudan

Sudanul se întinde între 3⁰ şi 23⁰ latitudine nordică, avînd o singură ieşire la Marea Roşie şi fiind înconjurat de uscat din celelalte părţi. Din punct de vedere geografic, teritoriul ţării este semănat de masive muntoase izolate, ajungînd pînă la 3 000 m d.m. Cursul de apă cel mai important este Nilul, alcătuit din cele două ramuri (Nilul Alb şi Nilul Albastru), care se unesc la Khartum şi alcătuiesc baza hidroamelioraţiilor. Din punct de vedere geologic, teritoriul ţării este alcătuit din nisipuri, gresii, laterite etc. datînd din mesozoic pînă în cuaternar. Climatic, teritoriul se împarte în trei regiuni: deşertică, continentală şi de coastă. Sudanul este teritoriul cu temperaturile cele mai ridicate: 50⁰C la Wadi-Halfa. Populaţia ţării se ridică la circa 8,9 milioane locuitori, la o suprafaţă de circa 2,5 milioane km². Din punct de vedere economic, ţara prezintă un pronunţat caracter agrar, planta de cultură cea mai importantă fiind bumbacul; mai trebuie menţionată creşterea vitelor, întîlnită în zona mijlocie şi în zona nordică. Nevoile de produse industriale nu pot fi acoperite de industria naţională, recurgîndu-se la import.

Cursul de apă cel mai important îl constituie Nilul cu cele două ramuri ale sale, al cărui volum transportat variază între 42 şi 155 miliarde m³/an în dreptul barajului de la Asuan. Infiltraţiile sînt neînsemnate din cauza terenurilor argiloase pe care le străbate. Celelalte cursuri de apă au debite foarte variate şi seacă aproape complet în timp de secetă. Dintre lucrările hidrotehnice existente, barajele de la Asuan, Jebel-Aulia şi Sennar, cu o capacitate totală de 8 miliarde m³, au drept scop principal înmagazinarea apei, în timp ce altele au drept scop irigaţiile şi sînt completate cu un sistem de canale. Regiunea cea mai cunoscută din acest punct de vedere este Gesua la confluenţa celor două ramuri ale Nilului unde, pe o suprafaţă de 20 000 km² populată cu 450 000 locuitori, se recoltează — înafară de alte sortimente — circa 60% din producţia totală de bumbac a Sudanului. Soluţionarea problemei apei în restul ţării, posibilă prin executarea unor lacuri de acumulare şi a unei reţele de canale, este atacată astăzi parţial prin crearea în zonele semiaride a unor rezervoare de apă meteorică (hafire), care contribuie mult la dezvoltarea creşterii vitelor, precum şi la crearea unor condiţii mai bune de trai populaţiei. Se prevede executarea în viitor a încă 450 hafire faţă de cele existente, avînd azi o capacitate de circa 4,5 milioane m³, completate însă cu instalaţii de pompare şi puncte de adăpare care să asigure condiţiile igienice cerute.

Dacă în centrele populate aşezate în apropierea rîurilor problema alimentării cu apă a populaţiei este uşor de rezolvat, nu tot astfel se prezintă problema în restul ţării, unde s-a recurs parţial la hafire, parţial la puţuri, care se reduc însă de cele mai multe ori la construcţii necorespunzătoare atît din punct de vedere sanitar, cît şi din cel al exploatării: gropi pline cu apă, infectate prin accesul oamenilor şi al animalelor, focare de muşte şi ţînţari.

In soluţionarea problemelor hidrotehnice menţionate, s-a trecut la folosirea metodelor tehnice moderne, aşa cum au fost aplicate în lucrările de alimentare cu apă de către delegația de tehnicieni ai R. D. Germane, care a întreprins executarea unui program de cercetări și prospecțiuni. Dacă regiunile asigurate cu apă nu prezintă probleme deosebite, în schimb, în ținuturile aride, rezolvarea problemei alimentării cu apă de băut pe baze moderne și cu respectarea prescripțiilor tehnice și igienice reprezintă baza dezvoltării lor economice, atît din punct de vedere agricol, cît și din cel al creșterii animalelor.

(**„Wasserwirtschaft-Wassertechnik"**, nr. 6/1956, H. Hübner).

I. S.

Canale semitranscontinentale pentru evacuarea apelor reziduale

Industrializarea în continuă creștere a Cehoslovaciei sporește pericolul impurificării grave a cursurilor de apă care străbat țara. Se naște problema prevenirii marelui rău care în cele din urmă va putea cauza imposibilitatea utilizării apelor curgătoare în scopuri social-economice ca: îmbăierea (ștranduri), adăpatul vitelor, piscicultura, creșterea păsărilor de apă etc.

Autorul a studiat problema și lansează ideea evacuării apelor reziduale, în special a apelor ce nu pot fi purificate prin mijloacele tehnice existente, cu ajutorul unor canale subterane și deschise de mare lungime care să le conducă pînă la mare sau să le verse în rîuri mari, ca de exemplu Dunărea.

De altfel, nu este o idee cu totul nouă. Astfel, de exemplu a fost construită încă în secolul trecut lîngă Kremnița (Cehoslovacia) o galerie de 16 km lungime pentru evacuarea apelor reziduale provenite din mine de metale neferoase, iar pe teritoriul R.D.G. există (lîngă Eisleben) galerii care conduc apele reziduale în rîul Saal pe o distanță de 82 km. Lățimea galeriei este de 2 m, înălțimea de 3 m, iar debitul se ridică la 300 l/s, galeria fiind alimentată prin instalații de pompare de la adîncimi de 130 m sub nivelul galeriei.

În trecut s-a lucrat și la proiectul evacuării apelor de scurgere ale Londrei în mare, cu ajutorul unui colector central în lungime totală de circa 220 km.

Autorul propune trei soluții realizabile în condițiile din Cehoslovacia:

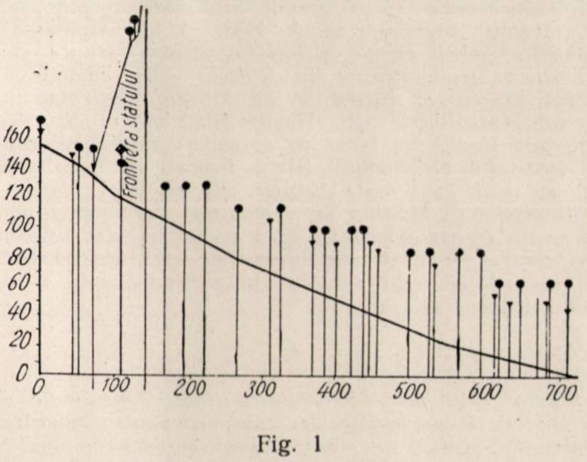


Fig. 1

1. Forma cea mai simplă: evacuarea apelor reziduale provenite din întreprinderile industriale, situate la altitudini mai mari, în rîuri cu debitul superior (fig. 1). În acest scop ar urma să se construiască canale colectoare în lungime de circa 146 km în regiunea rîului Hron (fig. 2).

2. A doua soluție: evacuarea apelor reziduale din bazinul rîului Vltava în cursul Dunării. Realizarea ar necesita construirea unui colector subteran în lungime de 72,5 km, pe parcursul Ceske Budeiovice — Linz.

3. Traseul de evacuare cel mai rațional: Most așezat la 230 m deasupra nivelului mării — Usti nad Labem, de-a lungul rîului Bilina (fig. 3), pe o distanță de circa 55 km. În acest caz canalul în cauză s-ar putea lega cu colectorul principal trasat pe malul sting al rîului Elba (Labe) pînă la Hamburg, respectiv pînă la Marea de Nord. Astfel, lungimea totală a colectorului principal Usti — Marea ar fi numărat circa 700 km cu un debit de 720 m³/s.

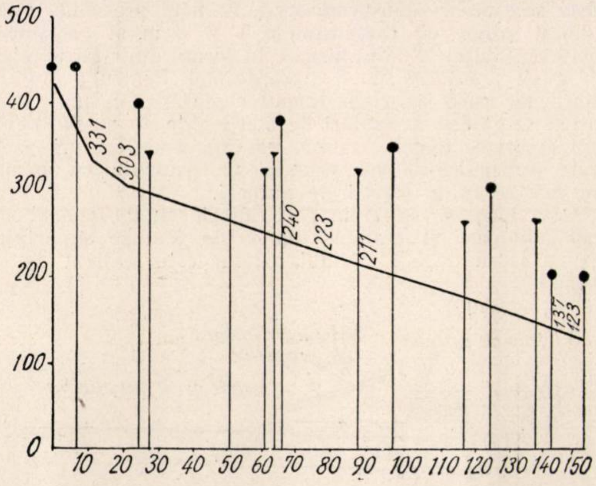


Fig. 2

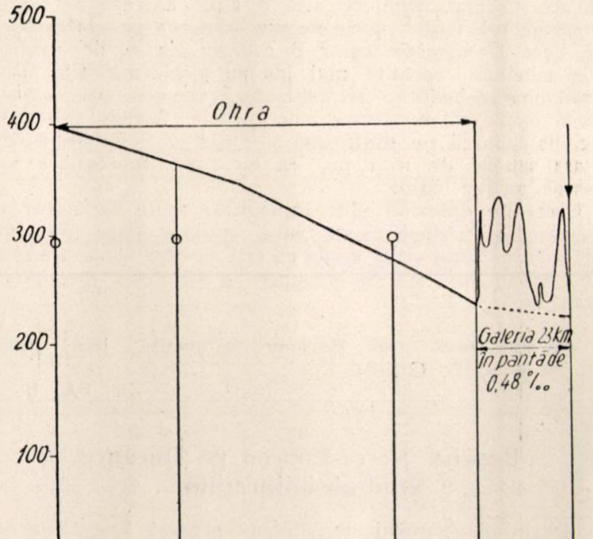


Fig. 3

(**„Voda"**, nr. 3/1956, J. Bulicek).

I. T.

Protecția albiei Canalului de Suez

Încă înainte de 1953 s-au făcut unele încercări de protejare a albiei Canalului de Suez cu ajutorul unor saltele flexibile. Acestea erau confecționate lîngă locul protejat și apoi coborîte cu ajutorul unei macarale sau lăsate să alunece pe o platformă înclinată. Experiențele însă n-au reușit, deoarece saltelele ajungeau la fund rupte sau îndoite. Curentul și vîrtejurile completau distrugerea și saltelele erau antrenate din loc, bucată cu bucată.

Mai tîrziu, s-a aplicat o altă metodă, care a dus de data aceasta la rezultatul dorit. În noul procedeu s-au utilizat saltele cu dimensiunile 3 × 8 m și grosimea de 6 cm. Saltelele sînt turnate în formă dintr-un mastic de asfalt și întărite cu o plasă de oțel. Pentru a prelua tracțiunile care apar în timpul deplasării, în masa de asfalt se găsesc 6 cabluri de oțel legate de plasă. Pentru ancorare, fiecare saltea mai are 2—3 cabluri așezate perpendicular pe primele și terminate cu bucle în care se înfig piloții de ancoraj.

După turnare, saltelele sînt ridicate cu un aparat numit „Octopus“ și compus din 40 de ventuze suportate de un cadru de oțel. Vidul necesar este realizat de o pompă.

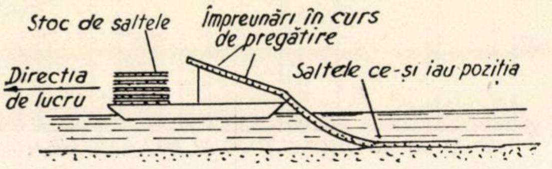


Fig. 1

Transportul saltelelor la locul de depunere se face în șlepuri. Așezarea saltelelor se efectuează de pe o platformă înclinată suportată de 3 șlepuri. Articulată la această platformă se află o a doua, care servește drept ghidaj. După ce se depune o saltea pe platformă, se trece la legarea celor 6 cabluri ale ei de cablurile saltelelor, așezate mai jos pe platformă. Cu ajutorul unor cabestane se deplasează șlepurile cu o distanță egală cu lungimea unei saltele. Astfel, salteaua de sus coboară pe platformă și plasa ei este legată de plasa saltelei de mai jos. În locul de împreunare se toarnă mastic cald.

Operațiile descrise sînt îngreunate mult de trecerea convoaielor. Totuși, s-au putut proteja circa 500 m de canal pe lună și se crede că este posibil să se ajungă la 1 000 m. Metoda de depunere a saltelelor este ilustrată în fig. 1.

(**„The Dock and Harbour Authority“**, mai, 1956, P. Prieur și P. Gillet).

A. B.

Barajul Serre-Ponçon pe Durance
Studiul infiltrațiilor

Barajul de pămînt cu sîmbure central Serre-Ponçon are o înălțime de 122 mm, fiind așezat pe un teren de fundații aluvionar, permeabil, de aproape 100 m grosime, dintre care primii 50 m în albie lată. Înălțimea de sarcină pe baraj este de 115 m.

Proiectarea și execuția lui au impus o examinare cît mai completă a filtrației prin corpul barajului și prin terenul de fundație.

Punerea la punct a proiectului era legată de trei probleme principale:
- studiul terenului de fundație;
- studiul securității barajului de pămînt;
- studiul celei mai economice secțiuni transversale a barajului și, în special, a adîncimii pintenului sîmburelui central (realizat ca o perdea de injecție).

Terenul de fundație prezenta zone posibile de circulație a apei prin fisurile stîncii din versanți și de sub aluviuni, precum și la contactul dintre aluviuni și stîncă. Era de temut prezența unui sistem de crăpături deschise, care să se transforme în erodări puternice după punerea sub sarcină a barajului, periclitînd funcționarea lucrărilor și stabilitatea barajului. Caracterul heterogen al aluviunilor mărea și mai mult aceste riscuri, coeficientul de permeabilitate variind local între 1...10^{-4} cm/s, ca urmare a alternanțelor de material grosier și fin din stratificația aluviunilor. În asamblu, stratul de aluviuni avea un coeficient de permeabilitate $K=10^{-1}$...10^{-4} cm/s, ceea ce sugerează existența unei omogenități în masă a întregului strat aluvionar. Pentru verificarea acestei ipoteze s-a recurs la construirea unui model tridimensional nedeformat, la scara 1:200, executat în Laboratorul Național de Hidraulică de la Chatou. Modelul reproducea forma văii stîncoase, pe baza sondajelor de recunoaștere, iar aluviunile erau reprezentate printr-un nisip omogen. Pînza de apă subterană a fost realizată cu o remarcabilă coincidență față de natură, ceea ce dovedea justețea ipotezei „omogenității în masă“ a aluviunilor, precum și dependența formei suprafeței pînzei freatice aproape exclusiv de forma reliefului stîncos al văii.

Studiile de teren din natură, cu foraje în stînca versanților și urmărirea curenților afluenți în foraje dinspre pînza freatică a terenului aluvionar, au dat și ele concluzii importante.

Urmărirea curenților prin coloranți (eosină) s-a dovedit ineficace, deoarece coloranții au fost adsorbiți de către terenul aluvionar. S-a recurs atunci la înlocuirea lor prin injecții cu izotopi radioactivi care să nu sufere adsorbție (Br^{82} și I^{131}). Rezultatele obținute au arătat că sistemele de crăpături în stîncă erau pur locale și nu putea fi vorba de zone de circulație intensă între pînza freatică din aluviuni și interiorul rocii.

* * *

Studiul securității barajului de pămînt acțiunea apei interstițiale asupra stabilității unui masiv de pămînt are două aspecte, legate între ele.

Pe de o parte, apa intervine prin gradientul presiunii care se suprapune forței masice, iar pe de altă parte, prin introducerea în calculul rezistenței la alunecare numai a presiunii efective (presiunea totală minus presiunea apei interstițiale).

Este, deci, necesară cunoașterea repartiției presiunilor în corpul barajului și în stratul aluvionar de fundație. Deoarece toate metodele de calcul existente la stabilitate consideră problema plană a eforturilor, și problema filtrației a fost examinată tot pe model plan, cu ajutorul analogiei electrohidrodinamice.

Dispozitivul de lucru a fost realizat cu o rețea de rezistențe (v. articolul „Noi metode pentru calculul experimental al curgerilor prin masive poroase“, „La Houille Blanche“, nr. A. 1953). A fost studiată și influența golirii rapide a biefului amonte asupra stabilității taluzului-amonte (v. articolul „Noi metode de calcul practic al curgerilor de filtrație nepermanente cu suprafața liberă“. „La Houille Blanche“ nr. 8, 1953). Întregul studiu s-a făcut cu concursul specialiștilor de la Institutul de analogii Blaise Pascal, iar rezultatele lui au fost confirmate calitativ pe modelul hidraulic tridimensional. Studiile au demonstrat inutilitatea unui ecran de etanșare amonte, dacă se amenajează un pinten central, realizat prin injecții de etanșare pe circa 50 cm adîncime în aluviuni, în porțiunea lată a secțiunii transversale a văii.

* * *

Studiul celei mai economice secțiuni transversale și, în special, al perspectivelor economice pentru coborîrea pintenului central de etanșare pînă la roca de bază a fost urmărit concomitent pe modelul hidraulic tridimensional și pe un model plan, electric, realizat în cuvă cu electrolit, la scara 1 : 1 000. Conductorul ales a fost apa din rețeaua publică, cu o rezistivitate de circa 2 600 Ω cm. Deoarece în natură coeficientul de permeabilitate K este destul de incert, pe modelul electric s-a mărit variația raportului $\frac{Q}{K} = f\left(\frac{\sqrt{S}}{P}\right)$, Q fiind debitul de filtrație, S — secțiunea liberă de scurgere de sub pinten, iar P — înălțimea perdelei de injecție. A fost examinată și soluția cu un dren transversal în zona aval a secţiunii transversale a barajului, întins pînă la sîmburele central. S-a ajuns la concluzia că pintenul de etanşare trebuie să aibă un coeficient de permeabilitate de $K_p \leq \frac{K}{500}$, K referindu-se la aluviunile din natură; de asemenea, că drumul aval poate fi limitat la unul local în dreptul piciorului aval.

Cercetarile pe modelul hidraulic şi pe cele electrice au dus la unele rezultate suplimentare demne de menţionat. Între ele se numără studiul efectului capilarităţii asupra curgerii de filtraţie cu suprafaţă liberă şi stabilirea unei teorii simple a sifonului capilar (v. şi experienţele lui Andrea Russo Spena, „Energia elettrica", decembrie, 1954).

In plus, rezultatele de pe modelul electric în ipoteza golirii lacului, au dat o bună coincidenţă cu a poziţiilor suprafeţelor pînzei filtrante de pe un model hidraulic plan.

Trecerea în revistă a diferitelor metode de cercetare folosite a permis să se tragă următoarele concluzii:

a) studiile pe modele electrice au dat, în general, un număr mai mare de rezultate direct utilizabile decît modelele hidraulice;

b) în toate cazurile de curgere bidimensională, analogia electrohidrodinamică are o superioritate netă faţă de modelarea hidraulică şi permite totdeauna o reprezentare precisă a ipotezelor referitoare la permeabilitate, pe cînd modelul hidraulic — nu;

c) modelul hidraulic nu poate fi folosit în special la calculul debitului din cauza impreciziilor inerente funcţionării lui; similitudinea, care este bazată pe legile teoretice, se consideră materialul poros omogen şi fără efect capilar (care, în general, nu poate fi reprezentat la scară), nu poate fi riguros realizată;

d) un alt avantaj considerabil al modelelor electrice este scara mică la care ele pot fi construite, fără a micşora precizia măsurătorilor; modelul hidraulic cere — dimpotrivă — o scară mult mai mare, care face greoi tot studiul, nu numai construcţia; astfel, într-o lună au fost făcute pe modelul electric cu electrolit 16 experienţe diferite, iar pe cel hidraulic, numai două;

e) anologia electrohidrodinamică apare deci ca un mijloc ideal pentru *studii*: ea mai trebuie încă perfecţionată pentru curgerile tridimensionale şi pentru problemele cu suprafaţă liberă;

f) modelul hidraulic rămîne un instrument de *cercetare* indispensabil, cu toate imperfecţiunile lui, prin reflectarea la care obligă pe cercetător;

g) pentru asigurarea eficacităţii studiilor de laborator este nevoie să se cunoască cît mai bine condiţiile şi datele din natură. Încercările la faţa locului — în natură — sînt absolut necesare, mai ales pentru stabilirea permeabilităţii. De multe ori, influenţa caracteristicilor terenului poate fi mai mare decît cea a topografiei subterane, ca de exemplu situaţia din amplasamentul barajului Serre-Ponçon, unde roca de bază este stînca.

(**„La Houille Blanche"**, nr. A, 1956).

M. L.

Cîteva reflexii asupra mecanicii curgerii amestecurilor de apă şi aer

Pentru acest gen de curenţi, indicele de rugozitate n nu mai poate fi constant, ca în hidraulica clasică, dar se pare că el tinde către o valoare constantă universală n_0, pe măsura creşterii concentraţiei în aer $(1-\rho)$, ρ fiind concentraţia în apă a emulsiei. Autorul — cercetătorul jugoslav Leon Levin — sugerează o nouă formulă, care leagă concentraţia de aer din curentul emulsionat cu caracteristicile hidraulice ale canalului. Sînt expuse rezultatele măsurătorilor pe nouă canale de rugozităţi foarte diferite (foarte rugoase: Hat Creek — S.U.A., Mostarsko Blato-R.P.F.I; rugozitate medie-beton normal: Kittitas-S.U.A., Dago-Indonezia, Mailnitz-Austria, Bankok-Indonezia; nete, de lemn: experienţele lui Ehrenberger, Viena-Austria, Rapid Flume-S.U.A., Ghiuzeldon-U.R.S.S.).

Formula care leagă concentraţia de aer de caracteristicile hidraulice are forma

$$\frac{1-\rho}{\rho} = K \cdot \varphi \frac{(V-V_0)^2}{g\,h}$$

cu $\varphi = \frac{n}{R^{1/6}}\sqrt{g}$, K fiind o constantă experimentală, $n = 0{,}017 - 0{,}25\,n_0 + 1{,}25\,\rho \cdot n_0 - 0{,}017\,\rho$, iar V_0 — viteza de începere a antrenării aburului de către apă.

(**„La Houille Blanche"**, nr. 4/1956).

M. L.

Barajul Bhakra—India

Amenajarea barajului Bhakra Nangal este unul din principalele obiective ale proiectului de electrificare şi irigare a Indiei. Acest obiectiv cuprinde construirea barajului Bhakra, baraj drept de greutate cu o înălţime de 230 m, a barajului auxiliar Nangal şi a canalului Nangal-Hydil cu două uzini hidroelectrice.

Lucrările au început în 1948 şi se vor termina în 1960. Barajul Bhakra va închide un lac de acumulare cu o capacitate de $9{,}25 \times 10^9$ m³ putînd furniza o putere de 400 000 kW şi asigura irigarea unei suprafeţe de 2 500 000 ha. Reţeaua de canale de irigare are o lungime de 4 800 km şi este alimentată de 3 baraje auxiliare care funcţionează în legătură cu barajul Nangal-Bhakra. Barajul Nangal şi canalul Nangal-Hydil au fost date în exploatare din 1954 iar cele două uzine hidroelectrice situate pe canal, avînd fiecare o putere instalată de 72 000 kW, au fost puse în funcţiune în 1955 şi 1956.

Barajul Bhakra este situat la circa 320 km NV de New Delhi, pe rîul Sutlej. In acel loc rîul străbate prin chei înguste ultimul lanţ de munţi din masivul Himalaya.

Barajul este fundat pe un strat de gresie care prezintă însă importante lentile de marnă.

Deşi în general lentilele de marnă sînt compacte, există totuşi indici ale unor zone de forfecare şi ale unor mici fisuri care ar putea provoca înmuierea stratului în cazul infiltrării apei. De aceea se vor executa injectări cu ciment în interiorul acestor lentile. Acolo unde aceste lentile apar la nivelul săpăturii, se vor executa plombe de beton avînd o grosime de circa 25 m.

Barajul s-a proiectat ca un baraj drept, de greutate avînd o înălţime de 230 m de la nivelul cel mai de jos al fundaţiei şi o lungime a crestei de 540 m. Lungimea deversorului este de 90 m. În masa barajului urmează a se instala un mare număr de instrumente pentru a se putea urmări comportarea sa în exploatare. Se va urmări astfel temperatura în masa betonului, jocul rosturilor longitudinale şi transversale, eforturile în beton şi deformaţiile construcţiei. O reţea de galerii va da acces la fundaţia barajului pentru a urmări presiunile la baza construcţiei şi a permite executarea unor injectări cu ciment în caz de nevoie.

Regimul rîului Sutlej, în amplasamentul barajului, a fost urmărit din anul 1909.

Pe baza observaţiilor făcute, debitul maxim la 1 000 ani s-a calculat la 10 000 m³/s, în proiect s-a luat în considerare debitul maxim la 10 000 ani calculat la 11 500 m³/s. Deversarea apelor mari este asigurată prin 4 vane radiale de 17 × 12,5 m fiecare. Capacitatea de deversare pe metru liniar de creastă este de 100 m³/s în timp ce la barajele americane Shasta şi Grand Coulee este de 76 m³/s. Pentru irigare şi energie electrică s-au prevăzut 10 conducte fontate de 5 m diametru și 20 descărcări de 2,75 m diametru grupate cîte 10 la două nivele. La cota maximă de retenție descărcările de la nivelul superior au o capacitate de 15 300 m^3/s iar cele de la nivelul inferior 17 300 m^3/s.

Uriașa sarcină de a construi cel mai mare baraj de greutate din lume revine guvernului statului Punjab, care a apelat la concursul specialiștilor din străinătate. Incă din iunie 1955 aproape 70% din cei 3 800 000 m^3 săpătură pentru fundații au fost excavați. S-a asigurat, de asemenea și scurgerea rîului prin două tunele betonate, avînd fiecare un diametru de 17 m și o lungime de circa 800 m. La sfîrșitul acestui an fabrica de beton va începe să funcționeze. Pentru cei 3 800 000 m^3 ai barajului și lucrărilor sale accesorii sînt necesare 8 800 000 t agregate și 700 000 t ciment Din cauza proporțiilor mari ale barajului s-a adaptat o schemă de turnare care să asigure controlul temperaturii betonului și să înlăture pericolul apariției fisurilor. Se prevede o turnare a circa 3 800 m^3 zilnic.

Inălțimea stratului de turnare este de 2 m și se lasă un interval de timp de minimum 72 ore pînă la turnarea stratului următor. Se va asigura betonului o temperatură de 18^{0}C la turnare și cu ajutorul unei rețele de țevi răcitoare această temperatură va fi menținută pînă la injectarea rosturilor de contracție.

Agregatele pentru beton se extrag din balastiere situate circa 5 km în aval de baraj. De aici se transportă la o stație de concasare, lîngă baraj , cu o bandă rulantă avînd lungimea de 3,1 km. Sorturile și proporțiile agregatului folosit sînt următoarele :

Piatră	. . . . 7—20 cm	410 kg
Pietriș	. . . . 4— 7 cm	310 kg
Pietriș	. . . . 2— 4 cm	270 kg
Pietriș	. . . . 2— 0,7 cm	250 kg
Nisip	. . .	415 kg
	Total	1 655 kg

Pentru ca betonul să poată fi turnat la o temperatură de 18^{0}C, agregatele, depozitate pe sorturi, se răcesc pînă la 3^{0}C în recipiente metalice în care circulă un curent de apă rece. Apa de amestec este de asemenea răcită.

Cimentul folosit este de fabricație indiană. El este transportat la șantiere, în vrac pe calea ferată, iar din vagoane este pompat în 7 silozuri metalice de depozitare, fiecare avînd o capacitate de 840 t. Fabrica de beton este prevăzută cu 4 betoniere avînd fiecare o capacitate de 3 m^3 și putînd asigura un debit maxim de beton de 240 m^3/h.

Betonul este încărcat în bene cu o capacitate de 3 m^3 care sînt transportate la baza unor turnuri metalice pe care sînt montate macarale cu raza de acțiune de 50 m, ce ridică benele și le descarcă la punctul de turnare. Pentru prima fază de betonare se vor folosi 4 asemenea turnuri urmînd ca în a doua fază să fie folosit un singur turn.

Din calcule a reieșit că efortul maxim în beton este de 55 kg/cm^2, ceea ce ar conduce la o rezistență cubică de 220 kg/cm^2 la 1 an și 175 kg/cm^2 la 28 zile pentru obținerea coeficientului de siguranță 4.

Pentru realizarea acestor rezistențe cubice, precum și a celorlalte condiții tehnice ce trebuie să le îndeplinească betonul, s-au întreprins cercetări amănunțite de laborator încă din 1953—1954.

Din rezultatele acestor cercetări a reieșit că cimentul și agregatele ce se vor folosi la barajul Bhakra corespund și că betonul va îndeplini condițiile tehnice prescrise.

(**„Journal of the American Concrete Institute“**, aug., 1956, C. L. Hand și O. P. Chadha).

A. S.

Materiale plastice folosite în izolațiile construcțiilor hidrotehnice

Materialele plastice obținute prin polimerizare și policondensare plecînd de la corpuri cu structură moleculară mai simplă prezintă calități deosebite mecanice și termice, care le fac potrivite să fie folosite ca materiale izolatoare hidrofuge. Cele mai răspîndite sînt cele obținute plecînd de la clorura de vinil ($CH_2=CH.Cl$), cunoscută sub numele de clorură de polivinil (PVC) și care se prezintă — în funcție de greutatea lor moleculară variind între 300—2 500 și 60 000—150 000 — fie sub formă de mase vîscoase, fie sub formă de rășini dure la temperatura ambiantă. Caracteristicile mecanice sînt hotărîtor influențate de adăugarea în diverse procente a unor produse de greutate moleculară redusă (de exemplu fosfat de tricresil), obținîndu-se de asemenea corpuri rezistente la temperaturi joase, la îmbătrîniri, la acțiuni chimice etc. De aici decurge rolul pe care îl joacă PVC în protecția anticorosivă. Trebuie totuși menționat că rezistența la acțiunea chimică a PVC moale scade, în general, la un procent mai ridicat de plastifiant. PVC-dur se livrează în foi de 0,15—2 mm grosime, obținute prin trecerea între valțuri încălzite la 160^0 a unui amestec de PVC și plastifiant. Foi de 2—6 mm grosime se obțin de preferință prin presarea unor foi mai subțiri pentru a evita formarea bulelor de aer.

Foile de PVC folosite în izolații se pot așeza liber sau se pot lipi la suprafața betonului, folosindu-se lianți bituminoși aplicați la cald sau la rece. Pentru reducerea asperităților se recomandă aplicarea prealabilă a unui strat de carton asfaltat, care se poate aplica de asemenea și ca strat protector în exterior. Pentru a preveni formarea bulelor se recomandă ca la metoda „la cald“ să nu se depășească 140^0. In dreptul rosturilor, izolația se întărește cu o foaie suplimentară, care, în cazul rosturilor late, se poate înlocui cu o fîșie de tablă sau PVC-dur. Dacă sînt posibile deplasări, se prevăd bucle în formă de liră.

Foile se îmbină prin petrecere pe 3—5 cm și se pot lipi sau suda. In acest scop, prin încălzire locală cu aer cald la 200—260^0 sau prin ciocan de lipit la 200^0 se atinge temperatura de curgere și foile se pot suda prin presiune. De asemenea, se mai folosește în ultima vreme sudura prin înaltă frecvență, care se bazează pe pierderile dielectrice ridicate ale PVC.

In construcțiile hidrotehnice, au fost folosite ca material de izolație foi de Oppanol-BA și PVC-moale (poduri, tunele, vatra barajului Rosshaupten etc.). Totuși, din motive conservative, folosirea materialelor plastice în fundații și construcții hidrotehnice este încă destul de restrînsă. In cazul barajelor de anrocamente, foile de PVC se pot aplica pe un beton monogranular, poros, cu rol de drenaj, tencuit și sclivisit. Se prevăd, de obicei, două straturi de PVC, lipite cu bitum, între două straturi de carton asfaltat și se acoperă cu un strat de beton de protecție. Pentru a preveni alunecările, se recomandă ca în dreptul bermelor să se execute izolația în trepte cu contrapantă și drenaj local. Izolația poate fi montată spre interiorul digului (propunerea F. Töike) și să se execute în trepte verticale și orizontale cu o ușoară contrapantă, de circa 2-3 m dimensiune. Pentru protejarea izolației se prevede un strat de egalizare de nisip fin de 10 cm.

Incercările făcute cu foi de PVC-dur supuse la compresiune în cilindri între două straturi de nisip, pietriș și piatră spartă, la o presiune de 23—25 kg/cm^2, au arătat că foile se comportă bine și rămîn impermeabile cu excepția celor presate între două straturi de piatră spartă, care au produs mici perforări locale. Deformările observate au dispărut însă după scurt timp.

In ultima vreme s-a propus și executarea măștii de etanșare amonte la baraje de pămînt din foi de PVC în două straturi, așezate pe un strat de beton poros și acoperite cu un beton de protecție avînd rosturile umplute cu mastic bituminos.

(**„Wasserwirtschaft-Wassertechnik“**, nr. 7/1956. Dyck).

I. S.

Cronică

Al IX-lea Congres Internațional de Mecanică Aplicată

La 5 septembrie 1956, în Belgia, în localul Universității Libere din Bruxelles, au început lucrările celui de-al IX-lea Congres Internațional de Mecanică Aplicată. Congresul a fost organizat de un comitet internațional, sub președinția profesorului belgian Van der Dungen, în conformitate cu statutele Comitetului Internațional pentru Congresele de Mecanică Aplicată, comitet care face parte din I. U. T. A. M. *, organizație afiliată la U.N.E.S.C.O. **.

După cum se știe, ideea Congreselor de Mecanică Aplicată a fost emisă la reuniunea de la Innsbruck, a „celor ce se ocupă cu hidro- și aeromecanica". Reuniunea a avut loc în septembrie 1922, ca urmare a inițiativei unor oameni de știință proeminenți ca: Cisotti, Levi-Civita, Kármán, Oseen, Prandtl și alții. La conferința următoare (1924) s-a luat hotărîrea transformării Conferințelor în Congrese de Mecanică Aplicată și a înființării Comitetului permanent pentru pregătirea și organizarea lor la perioade de cîte patru ani.

Cu excepția unor modificări de date cauzate de starea de război, Congresele Internaționale de Mecanică Aplicată s-au ținut după cum urmează:

Primul Congres (conferință), 22—26 aprilie 1924, la Delft, Olanda.
Congresul al II-lea, 12—17 septembrie 1926, la Zürich, Elveția.
Congresul al III-lea, 24—29 august 1930, la Stockholm, Suedia.
Congresul al IV-lea, 3—9 iulie 1934, la Cambridge, Anglia.
Congresul al V-lea, 12—16 septembrie 1938, la Cambridge-Massachusetts, S.U.A.
Congresul al VI-lea, 22—29 septembrie 1946, la Paris, Franța.
Congresul al VII-lea, 5—11 septembrie 1948, la Londra, Anglia.
Congresul al VIII-lea, 20—28 august 1952, la Istambul, Turcia.
Congresul al IX-lea, 5—13 septembrie 1956, la Bruxelles, Belgia.

Datorită importanței rezultatelor comunicate la Congresele de Mecanică Aplicată, acestea au devenit, cu timpul, adevărate evenimente științifice internaționale, așteptate cu cel mai mare interes de către specialiști. Astfel se explică faptul că numărul comunicărilor a sporit de la 24 la Reuniunea de la Innsbruck și 50 la Conferința de la Delft, la 255, respectiv 335, la Congresele de la Londra și Istambul, iar cel al participanților s-a ridicat de la aproape 100 la peste 700. De asemenea, a crescut și diversitatea problemelor tratate. Astfel, de la cadrul exclusiv al problemelor de hidro-aeromecanică, la Congresul de la Istambul sînt tratate în cinci secții probleme de elasticitate, plasticitate, rheologie (108 comunicări), mecanica fluidelor (123 comunicări), mecanică statistică și termodinamică (26 comunicări), fizică matematică și metode de calcul (41 comunicări).

Cel de-al IX-lea Congres Internațional de Mecanică Aplicată este fără îndoială cel mai important din punctul de vedere al participării: aproape 800 de oameni de știință din 31 de țări au prezentat peste 500 de lucrări teoretice sau experimentale de mare actualitate.

Congresul a fost organizat cu numai două secții: secția I, Mecanica Fluidelor (258 comunicări) și secția a II-a Mecanica Solidelor (243 comunicări). Pe grupe mari de subiecte, lucrările de Mecanica Fluidelor prezentate la Congres s-au referit la probleme de aerodinamica vitezelor mari, problema hipersustentației prin suflaj, acustică aerodinamică, magnetohidrodinamică și magnetogazodinamică, la probleme de analogii, similitudine, turbulență, strat limită, unde simple, mișcări prin medii poroase etc.; în secția a II-a au fost prezentate lucrări asupra calculului eforturilor și al deformațiilor în plăci și suprafețe subțiri, asupra calculului membranelor, probleme de stabilitate, vibrații, probleme de torsiune, flambaj, fluaj, fotoelasticitate etc. Lucrările cu subiecte mai generale au fost programate în secții, iar cele cu caracter mai special ,în cîte două subsecții. Ședințele de comunicări au fost programate alternativ, dimineața și după amiaza, astfel încît, pe cît posibil, să se poată participa la ședințele ambelor secții. Pentru comunicările considerate de interes general, și anume: „Cîteva progrese recente în aerodinamica teoretică a vitezelor mari" de P. Germain, „Noi orizonturi în mecanica solidelor" de R. Hill, „Nave" de M. Davidson și „Vibrații forțate neliniare ale corpurilor elastice" de H. Mettler, s-au prevăzut ședințe reunite.

Din țara noastră au participat la Congres: acad. prof. E. Carafoli și conf. ing. N. Tipei — din partea Institutului de Mecanică Aplicată; acad. prof. Gr. C. Moisil și prof. C. Iacob, membru corespondent al Academiei R.P.R. — din partea Ministerului Invățămîntului, Universitatea „C. I. Parhon" și ing. Paul Georgescu — din partea Ministerului Căilor Ferate, Institutul de Căi Ferate.

Membrii delegației romîne au comunicat la Congres 12 lucrări. In ordinea programării, acestea sînt următoarele:

I. SECȚIA DE MECANICA FLUIDELOR

1. **Un caz de integrare a sistemului de ecuații diferențiale Navier-Stokes,** de St. Zarea și Paul Georgescu, comunicată de ing. Paul Georgescu în subsecția I-A.

In această lucrare se studiază mișcarea unui fluid vîscos printr-o conductă cu secțiunea transversală o lunulă. In acest caz, sistemul de ecuații diferențiale Navier-Stokes admite o soluție exactă. S-au determinat expresiile vitezelor, debitului și forței de frecare pentru cîteva tipuri de lunule.

Problema studiată are unele aplicații practice, deoarece, după cum se știe, conductele cu secțiunea o lunulă circulară sînt utilizate în industria franceză.

2. **Asupra mișcării lente a unui fluid vîscos în prezența corpurilor poroase neomogene,** de St. Gheorghiță, comunicată de prof. C. Iacob în subsecția I-B.

Este prezentată mișcarea staționară lentă a unui curent de fluid vîscos incompresibil, în care se găsește un corp poros neomogen. Problemele rezolvate fac parte dintr-o teorie ce caută să generalizeze, într-un anumit sens, hidrodinamica clasică cît și hidrogazodinamica subterană.

3. **Asupra jeturilor gazoase subsonice cu pereți dați,** de C. Iacob, comunicată de prof. C. Iacob în subsecția I-B.

Autorul stabilește ecuațiile unui jet gazos subsonic pornind de la potențialul complex al unui jet lichid limitat de pereți de aceeași formă și cu o aceeași viteză pe limitele libere. După definirea condițiilor la limită, se adaugă și condițiile suplimentare referitoare la dezlipirea jetului. Se rezolvă apoi o aplicație, în cazul scurgerii pe lîngă un perete curb circular.

4. **Mișcarea supersonică omogenă în jurul unei aripi cruciforme,** de E. Carafoli și Beatrice Horowitz, comunicată de acad. prof. E. Carafoli în secția I-A.

Autorii studiază scurgerea supersonică omogenă de ordin superior în jurul aripilor cruciforme. Problema revine la determinarea componentei axiale a vitezei de perturbaţie, cu ajutorul căreia se calculează caracteristicile aerodinamice ale aripii. De asemenea, se studiază şi mişcarea nepermanentă a aripii cruciforme.

---

* I.U.T.A.M. — Uniunea Internațională pentru Mecanica Teoretică și Aplicată.

** U.N.E.S.C.O. — Organizația pentru Cultură. Știință și Educație a Națiunilor Unite.

5. **Unele generalizări cu privire la mişcarea laminară a fluidelor vîscoase** de N. Tipei, comunicată de conf. ing. N. Tipei în subsecţia I-A.

Lucrarea se referă la o serie de probleme de mişcare laminară a fluidelor vîscoase, cu aplicaţie la mişcările în straturi subţiri (lubrificaţie, strat limită). Printre altele, se urmăreşte obţinerea unor soluţii în cazul unor anumite variaţii spaţiale ale viscozităţii.

6. **Asupra teoriei mişcării cu dîră aproape rectilinie şi aplicaţia ei la hipersustentaţia prin suflajul aripilor** de N. N. Patraulea, comunicată de conf. ing. N. Tipei în subsecţia I-A.

Se expun cercetările făcute în legătură cu aripile suflate. In acest sens, se reunesc mai multe tipuri de hipersustentaţie prin suflaj într-o aceeaşi schemă fizică, fiind prezentate drept interacţiuni favorabile între profil şi anumite suprafeţe permeabile din vecinătatea acestuia. Se dau rezultatele teoretice obţinute de autor şi se prezintă şi o serie de rezultate experimentale.

7. **Asupra unei clase de mişcări în straturi subţiri a fluidelor compresibile,** de V. N. Constantinescu, comunicată de conf. ing. N. Tipei în subsecţia I-A.

In această lucrare se studiază mişcarea unui fluid compresibil între două suprafeţe solide în mişcare, în ipoteza că se ţine seamă de transferul de căldură şi în ipoteza realizării automate a unui echilibru termic, comportarea fluidului fiind admisă politropică.

8. **Contribuţii teoretice la studiul profilelor cu voleţi fluizi** (jet flap) de N. N. Patraulea, comunicată de prof. C. Iacob în subsecţia I-B.

Autorul expune mai întîi o metodă teoretică, prezentată la Congresul Matematicienilor Romîni, în mai 1956, pentru determinarea mişcării unui profil cu suflaj la bordul de fugă. In continuare, se prezintă o nouă metodă, foarte comodă pentru calculele numerice. La sfîrşit se indică o generalizare a mişcărilor Kirchhoff în cazul cînd liniile de discontinuitate sînt linii de jet.

9. **Notă asupra determinării mişcării spaţiale a unui fluid ideal,** de M. Mişicu, comunicată de conf. ing. N. Tipei în subsecţia I-B.

Autorul aplică rezultatele obţinute anterior referitor la utilizarea în hidrodinamică a teoriei funcţiilor monogene cuaternionice. Se dau o serie de exemple pentru mişcarea fluidelor ideale în domenii simplu conexe.

II. SECŢIA DE MECANICA SOLIDELOR

10. **Asupra unei soluţii generale pentru problema în spaţiu a teoriei elasticităţii,** de P. P. Teodorescu, comunicată de acad. prof. Gr. C. Moisil în subsecţia II-B.

Se încearcă o soluţionare a problemei eforturilor în spaţiu prin funcţii de eforturi de forma funcţiilor Airy. Se determină expresiile generale ale eforturilor şi deplasărilor. Apoi, se arată că pentru relaţiile deduse, condiţiile la limită sînt uşor de stabilit în cazul corpurilor limitate de suprafeţe plane, paralele cu planele de referinţă.

11. **Asupra propagării undelor plastice în bare de oţel,** de N. N. Cristescu, comunicată de acad. prof. Gr. C. Moisil, în subsecţia II-A.

Autorul consideră problema propagării undelor plastice de şoc în bare de oţel semiinfinite. Se arată că în bare de oţel care conţin crom şi nichel, chiar pentru o încărcare monotonă, la capătul barei, într-o anumită secţiune a acesteia apar unde de şoc. Viteza frontului undelor plastice suferă în această secţiune o discontinuitate.

12. **Unde de şoc în cabluri,** de Gr. C. Moisil, comunicată de acad. prof. Gr. C. Moisil în subsecţia II-B.

Se studiază dinamica unui cablu care are puncte de discontinuitate ale tangentei. Pentru aceasta, se utilizează o metodă propusă de autor încă din 1929, de a considera firul drept un sistem olonom cu o infinitate de grade de libertate, pentru studiul căruia, folosind analiza funcţională, i se pot aplica metodele mecanicii analitice.

★

Lucrările prezentate de delegaţia romînă au fost primite cu interes şi au căpătat o apreciere favorabilă din partea participanţilor la comunicări. Aceasta a reieşit atît din întrebările din şedinţe, cît mai ales din discuţiile separate purtate pe aceste teme cu cercetătorii interesaţi. De asemenea, ca o recunoaştere a activităţii cercetătorilor noştri în domeniul mecanicii aplicate, în şedinţele I.U.T.A.M. din cadrul Congresului, Institutul de Mecanică Aplicată al Academiei R.P.R. a fost admis cu unanimitate de voturi drept organizaţie aderentă în această Uniune, iar reprezentant al I.M.A. în adunarea generală I.U.T.A.M. a fost ales acad. prof. E. Carafoli.

In cursul şedinţelor de comunicări şi al diverselor reuniuni şi excursii organizate în cadrul Congresului, delegaţii romîni au avut ocazia să stabilească contacte directe şi schimburi de idei şi publicaţii cu savanţi cu renume mondial, ca de exemplu: d-nii Hill, Lightill, Temple (Anglia), Baes, Van den Dungen (Belgia), Chou-Pei-Youan (R. P. Chineză), Escande, Kravcenco, Pérès (Franţa), Tollmien (Germania), Colonnetti (Italia), Vasilievici (R.P.F. Iugoslavia), Tamada (Japonia), Lunç (R. P. Polonă), Dryden, Kármán, Timoshenko (S.U.A.), Barta (R. P. Ungară), Mushelişvili, Nicolski, Sedov, Vlasov (U.R.S.S.) etc.

După programul stabilit (respectat de altfel şi în rest cu destulă stricteţe), lucrările Congresului al IX-lea de Mecanică Aplicată s-au încheiat în după amiaza zilei de 13 septembrie, prin adunarea generală din sala mare a Universităţii Libere. Intr-o atmosferă de deosebită căldură şi simpatie reciprocă, care a arătat mai mult decît oricînd dorinţa de colaborare a oamenilor de ştiinţă, şefii delegaţiilor au adresat cuvinte de mulţumire şi bun rămas gazdelor, salutări colegilor şi prietenilor de care se despart şi urări pentru revederea tuturor la Congresul al X-lea din 1960, în Italia.

Inafară de activitatea din cadrul Congresului, membrii delegaţiei ţării noastre au vizitat o serie de industrii, institute de cercetări, laboratoare şi instituţii de învăţămînt superior din Belgia.

S-au pus bazele unei apropieri şi colaborări între asociaţii, instituţii, catedre din instituţii de învăţămînt şi personalităţi ştiinţifice din cele două ţări. De asemenea, în urma unor invitaţii primite, au fost vizitate în Olanda (acad. prof. E. Carafoli şi ing. N. Tipei) şi în Franţa (ing. Paul Georgescu) Laboratorul de Aerotehnică, aerodromuri, Fabrica de avioane Fokker etc., respectiv o serie de laboratoare de hidraulică şi hidrotehnică ale unor institute de învăţămînt şi industrii, din Paris, Grenoble şi Toulouse.

Congresul al IX-lea de Mecanică Aplicată de la Bruxelles a oferit, deci, multiple posibilităţi pentru strîngerea legăturilor ştiinţifice, cu instituţii şi savanţi străini şi pentru afirmarea şi cunoaşterea peste hotare a realităţilor ştiinţei romîneşti în domeniul Mecanicii Aplicate.

Ing. **PAUL GEORGESCU**

I. P. 2, c. 3390

А. Стеопое: **О влиянии поверхностно-активных присадок на технические свойства цементного теста и цементобетонов.**

Подвергнуто наблюдению влияние поверхностно-активных присадок типа пластификаторов и микропенообразователей на характеристику цементного теста и технические свойства бетонов. Автор особо подчеркивает, что добавление этих присадок должно производиться на месте заливки бетона, во избежание ряда возможных отрицательных эффектов.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 1 (ianuarie-februarie)

В. Молдован: **Влияние лигносульфоната кальция на свойства цементного теста.**

Исследуется влияние добавления небольших доз лигносульфоната кальция на тенденцию к осаждению и на схватывание теста из цемента Р и на ряд цементов, смешанных с активными присадками.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 1 (ianuarie-februarie)

Н. Гречану и И. Штефулеску: **Принципы благоустройства Дунайской дельты.**

В первой части статьи описываются выполненые в прошлом работы по благоустройству и дается описание дельты согласно морфогенезу и существующему состоянию водного режима. Приводится способ осваивания, практикуемый до настоящего времени при „естественном режиме затопления".

Во второй части предлагаются новые принципы общего благоустройства дельты; регулировка вод, разбивка дельты на естественные единицы, комплексное использование территории и улучшение условий быта для жителей Дунайской дельты.

В заключение вносится ряд предложений по применению принципов полного благоустройства дельты, требующих изменения подхода к вопросу ее освоения.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 1 (ianuarie-februarie)

А. Мельцер: **Расчет бассейнов для удержания дождевых вод для канализации.**

Расматривается вопрос расчета водосборных бассейнов для канализации дождевых вод и даются формулы и диаграммы для практического и быстрого расчета необходимого объема бассейнов.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 1 (ianuarie-februarie)

К. Харет: **Орошения в Болгарской Народной Республике (I).**

Посетив Болгарскую Народную Республику румынские техники ознакомились с достижениями в области орошений. В течение последних 7—8 лет орошение было введено почти на 330.000 га пахотной земли.

После описания естественных условий в БНР автор приводит проектируемые и существующие системы орошения, более крупные гидротехнические сооружения и способ организации и эксплуатации оросительных систем.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 1 (ianuarie-februarie)

Р. Аджент и И. Шуберт: **Упрощение и систематизация расчета кольцевых распределительных сетей.**

В статье выдвигается предложение по усовершенствованию метода Дебакова для расчета кольцевых сетей трубопроводов путем последовательных приближений, при использовании передаточных схем.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 1 (ianuarie-februarie)

П. Джеорджеску и Ш. Заря: **Использование радиоактивных изотопов в некоторых областях гидротехники (II).**

Во второй части статьи описываются исследования в области водоснабжения. Указывается применение радиоактивных изотопов косвенным методом для измерения плотности двухфазных потоков, измерение уровня в резервуарах и контроль состояния трубопроводов.

В заключение дается краткая сводка возможностей и преимуществ метода радиоактивных изотопов по сравнению с классическими методами.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 1 (ianuarie-februarie)

А. Г. Виттенбергер: **Изучение стабильности колебаний в уравнительных башнях.**

В работе производится исследование устойчивости колебаний в уравнительных башнях.

После описания явления и изложения функции колебаний для случаев малых и больших колебаний, определяется критическое сечение, ниже которого колебания становятся неустойчивыми.

Основным разбираемым в статье вопросом является влияние различных факторов на явление неустойчивости, а также отражение данного явления в выражении критического сечения башни.

В заключение отмечается значение правильного выбора коэффициента запаса.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 1 (ianuarie-februarie)

A. Steopoe: **Über die Wirkung der oberflächlich aktiven Beigaben auf die technischen Eigenschaften der Zementpasten und Betone.**

Es wird die Wirkung der oberflächlich aktiven Zugaben von der Art der Plastifianten und Kleinschaumbilder auf die Eigenschaften der Zementpasten und Betone, verfolgt und besonders auf die Tatsache hingewiesen dass die Dosierung dieser Beigaben auf dem Bauplatz vorgenommen werden muss, um ungünstige Auswirkungen zu vermeiden.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 1 (ianuarie-februarie)

V. Moldovan: **Der Einfluss von Kalziumlignosulfonat auf die Eigenschaften der Zementpasten.**

Es wird der Einfluss kleiner Beigaben von Kalziumlignosulfonat auf das Absetzbestreben und die Erhärtung von Portlandzementpasten und anderen Zemente die mit aktiven Beigaben gemischt wurden, untersucht.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 1 (ianuarie-februarie)

N. Greceanu u I. Ştefulescu: **Die Prinzipien der Wasserwirtschaftsplanung Donau-Delta.**

Im ersten Teil des Artikels werden die Wasserbauten der Vergangenheit im Donaudelta und ihre Wirkung auf die Formbildung und den heutigen Zustand gezeigt. Es wird die Art der bis heute üblichen wirtschaftlichen Ausnützung im natürlichen Gang der Überschwemmungen, beschrieben.

Im zweiten Teil werden die neuen Prinzipien der wasserwirtschaftlichen Planung im Delta gezeigt. Beherrschung des Wassers, Einteilung des Deltas in natürliche Einheiten, vielfältige Ausnützung des Gebietes und stetige Verbesserung der Lebensbedingungen des Menschen im Donau-Delta.

Zum Schluss werden Vorschläge für die Lösungen zur Anwendung der neuen Planungsprinzipien im Delta angegeben und Schlüsse gezogen welche die Änderung des bisherigen Verhaltens gegenüber den Problemen fordern, um sie zur Vollausnutzung der Wertes des Donau-Deltas zu gelangen.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 1 (ianuarie-februarie)

A. Melzer: **Über die Berechnung der Regenrückhaltbecken für Kanalisationen.**

Es werden die Bemessungsmethoden für Regenrückhaltbecken besprochen und praktische Formeln und Diagramme für die Berechnung angegeben.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 1 (ianuarie-februarie)

C. Haret: **Die Bewässerungen in der Bulgarischen Volksrepublik.**

Beim Besuch in der Bulgarischen Volksrepublik konnten die rumänischen Techniker die schönen Erfolge auf dem Gebiete der Bewässerung, konstatieren. Ungefähr 330 000 ha anbauwürdiges Teren wurde in den letzten 7—8 Jahren zur Bewässerung bestellt.

Nachdem der Verfasser die natürlichen Voraussetzungen in der Bulgarischen Volksrepublik erörtert, beschreibt er die vorhandenen und geplanten Bewässerungssysteme, die wichtigsten Wasserbauten und die Organisation ihrer Bedienung.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 1 (ianuarie-februarie)

R. Agent I. Schubert: **Vereinfachung und Systematisierung der Berechnung von Verteilungsnetzen im Zirkulationssystem.**

Er wird in dem vorliegenden Aufsatz eine Verbesserung der Methode Lebacov für die angenäherte Berechnung der Verteilungsnetze für Wasser vorgeschlagen wobei mit Hilfe von Übertragungschemen gearbeitet wird.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 1 (ianuarie-februarie)

P. Georgescu u. St. Zarea: **Über die Verwendung von radioaktiven Isotopen im Wasserbau.**

In der Fortsetzung des vorhererschienenen Artikels, werden die Versuche auf dem Gebiet der Wasserversorgung, beschrieben.

Es wird auch die Methode der Verwendung der Isotopen nach dem indirekten Verfahren zur Messung der Dichte von Zweifasenströmen, von Rohrleitungen, gezeigt.

Zum Schluss, werden zusammenfassend die Vorteile der Verwendung der Isotopenverfahren vor allen anderen älteren Methoden, aufgezeigt..

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 1 (ianuarie-februarie)

A. G. Witenberger: **Untersuchungen über die Stabilität der Schwingungen in Wasserschlössern.**

Die vorliegende Arbeit betrifft eine Untersuchung über die Stabilität der Schwingungen in Wasserschlössern.

Nachdem der Vorgang erläutert wird und die Schwingungsfunktion in Falle kleiner und grosser Schwingungen abgeleitet wird, werden die kritischen Querschnitte unterhalb deren die Schwingungen nicht stabil sind, bestimmt.

Das Hauptproblem in der vorliegenden Arbeit, wird durch die Frage nach dem Einfluss der verschiedenen Faktoren auf den Vorgang der Instabilität dargestellt und wie dies sich auf den Ausdruck des kritischen Querschnittes auswirkt.

Zum Schluss wird die Bedeutung der richtigen Wahl des Sicherheitskoeffizienten besonders hergehoben.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 1 (ianuarie-februarie)

Országos Műszaki Könyvtár

Către cititori,

În dorința de a îmbunătăți necontenit revista HIDROTEHNICA și pentru a sprijini cît mai larg activitatea hidrotehnică în problemele teoretice, de studii și cercetări, de proiectare, execuție și exploatare, Comitetul de Redacție invită pe toți inginerii și tehnicienii din aceste sectoare de muncă să trimită redacției spre publicare lucrările lor științifice și practice.

Domeniile către care se orientează revista sînt:

1. Hidraulică
2. Hidrologie-Hidrografie
3. Geologie inginerească și mecanica pămînturilor
4. Amenajarea și regularizarea cursurilor de apă
5. Economia apelor
6. Hidroenergetică
7. Hidroameliorații
8. Transporturi pe apă și porturi
9. Alimentări cu apă și canalizări
10. Construcții hidrotehnice
11. Materiale pentru construcții hidrotehnice
12. Organizarea șantierelor și executarea lucrărilor
13. Echipamentul hidromecanic al amenajărilor hidrotehnice
14. Probleme tehnico-economice (indici, mecanizare, automatizare, modernizarea utilajelor, reducerea prețului de cost)
15. Pregătirea și utilizarea optimă a cadrelor tehnice
16. Investiții și inovații în domeniul lucrărilor hidrotehnice
17. Probleme legate de protecția muncii.

Materialul se va prezenta sub formă de articole, monografii de lucrări realizate, note, cronici și recenzii.

În articolele originale se vor arăta punctele de vedere noi asupra unei probleme sau metode noi de calcul, sau rezultatele unor cercetări de laborator sau pe teren, dar se va arăta pe scurt și stadiul actual al problemei, anterior cercetării.

În articolele documentare de sinteză se va da bibliografia la zi, cît mai completă.

Se va face apel în special la cadrele tehnice din întreprinderile de execuție și de exploatare spre a trimite aceste monografii ale lucrărilor executate, studii privind procesele tehnologice, indicii tehnico-economici, dificultățile de execuție, metodele de reducere a prețului de cost al lucrărilor, de îmbunătățire a calității lucrului și de scurtare a timpului de execuție.

Dat fiind spațiul redus al revistei, articolele vor fi redactate cît mai concis și mai clar, fără multe calcule intermediare, figurile se vor reduce la cele esențiale, iar lungimea articolului nu va depăși, de regulă, 12 pagini dactilografiate la două rînduri.

Articolele se vor expedia în dublu exemplar, însoțite de desenele și legendele respective cît și de un rezumat scurt al lucrării, la adresa redacției revistei: București, str. Ion Ghica nr. 3, etaj I, Raionul Tudor Vladimirescu. Telefon 3.07.30 — 3.57.28.

„REVISTA HIDROTEHNICA", organ al Asociației Științifice a Inginerilor și Tehnicienilor din R.P.R. — Redacția: București, Str. Ion Ghica Nr. 3, Raion Tudor Vladimirescu, Telefon: 3.07.30 — 3.57.28 — Administrația și Casieria : Calea Victoriei. Nr. 118, Raion I. V. Stalin — Revista este editată de A. S. I. T. — Abonamentele se primesc la sediile filialelor și subfilialelor A.S.I.T. din intreaga țară precum și prin responsabilii cu presa din cercurile A.S.I.T. — Instituțiile pot achita abonamentele pentru biblioteci și cabinetele tehnice în contul nostru de virament: Consiliul Central A.S.I.T. 071.012 B. R. P. R. Filiala I. V. Stalin, București. — Tarif penrtu întreprinderi: lei 96 anual; — Tarif pentru muncitori, tehnicieni și ingineri: lei 30 anual; — Prețul unui exemplar: lei 5.

Intreprinderea Poligrafică Nr. 2, București, str Brezoianu nr. 23 — 25, c. 3390

LEI 5

KAT

Institut. de Documentare T
BUCUREŞTI
OБMEH - CSE
VYMENA - WYMIA
TAUSCH - CMEH

HIDROTEHNICA

ORGAN AL ASOCIAŢIEI ŞTIINŢIFICE A INGINERILOR ŞI TEHNICIENILOR DIN R. P. R.

2

martie-aprilie

AMENAJAREA ŞI GOSPODĂRIREA APELOR • AMELIORAŢII • HIDROENERGETICA • CĂI NAVIGABILE ŞI PORTURI • ALIMENTĂRI CU APĂ CANALIZĂRI

1957

ANUL II
1957

HIDROTEHNICA

Nr. 2
martie-aprilie

ORGAN AL ASOCIAȚIEI ȘTIINȚIFICE A INGINERILOR ȘI TEHNICIENILOR DIN R. P. R.

COMITETUL DE REDACȚIE

Prof. dr. ing. **C. Mateescu** redactor responsabil, prof. dr. ing. **A. Bărglăzan**, prof. ing. **V. Blidaru**, conf. ing. **J. Boisnard**, conf. ing. **D. Cioc**, conf. ing. **Al. Diaconu**, prof. ing. **I. M. Gheorghiu**, conf. ing. candidat în şt. tehn. **M. Kahan**, ing. **M. Lateş**, prof. ing. **H. Lehr**, conf. ing. **I. Manoliu**, conf. ing. **A. Melzer**, prof. ing. **P. Nicolau**, prof. dr. ing. **D. Pavel**, conf. ing. **R. Prişcu**, conf. ing. **P. Trofin**, ing. **P. Wisner**, ing. **E. Zaharescu**

SUMAR

V. COTOVU, E. BOTEA şi T. ABRAMESCU: Alunecările de la malurile oraşului Constanța (I) 49

R. J. BALLY: Observații asupra coeficientului de siguranță în calculul stabilității taluzelor 59

M. KAHAN şi C. IAMANDI: Metoda de calcul al racordării biefurilor în regim de fund 65

C. HARET: Irigațiile în R. P .Bulgaria (II) 73

E. TOPALĂ: Considerații asupra proiectării stațiilor de hidrofor la întreprinderile industriale 78

NOTE

A. STEOPOE: Cercetări actuale în domeniul tehnologiei betonului hidrotehnic în U.R.S.S. 85

CRONICA

M. LATEŞ: Institutul hidrometric „Inginer Jaroslav Cerni", Beograd, R.P.F. Iugoslavia 87

***: Şedința lărgită a Biroului Consiliului Central A.S.I.T. 89

DOCUMENTARE 90

Clişeul de pe copertă reprezintă lansarea pe rîul Prut a chesonului de priză pentru alimentarea cu apă a oraşului Iaşi.

СОДЕРЖАНИЕ

В. КОТОВУ, Е. БОТЯ и Т. АБРАМЕСКУ: Оползни на берегах города Констанца . . . 49
Р. Ж. БАЛЛИ: К вопросу коэффициента запаса при расчете устойчивости откоса . 59
М. КАГАН и К. ЯМАНДИ: Расчетный метод соединения бьефов при донном режиме 65
К. ХАРЕТ: Орошения в Народной Республике Болгария 73
Е. ТОПАЛА: К вопросу проектирования гидрофорных станций на промышленных предприятиях 79

ЗАМЕТКИ

А. СТЕОПОЕ: Исследования в области технологии гидротехнических сооружений СССР 85

ХРОНИКА

М. ЛАТЕШ: Гидротехнический институт им. Ярослава Черни, Белград, Югославия . 87
* * *: Расширенное совещание Бюро Центрального Совета АСИТ 89

ДОКУМЕНТАЦИЯ 90

INHALTSVERZEICHNIS

V. COTOVU, E. BOTEA und T. ABRAMESCU: Die Erdrutschungen an der Küste von Konstantza (I) . . . 49
R. J. BALLY: Bemerkungen über den Sicherheitskoeffizienten in der Berechnung der Stabilität von Böschungen . 59
M. KAHAN und C. IAMANDI: Verfahren zur Berechnung der Übergangslinien bei Unterwasserhaltungen 65
C. HARET: Die Bewässerungen in der bulgarischen Volksrepublik (II) . . 73
E. TOPALA: Betrachtungen über die Projizierung von Druckluft-Wasserversorgunsanlagen in industriellen Betrieben. 78

NOTEN

A. STEOPOE: Derzeitige Forschungen auf dem Gebiete der Technologie des hydrotechnischen Betons in der U.d.S.S.R. . 85

CHRONIK

M. LATEŞ: Das hydrotechnische Institut „Ingenieur Jaroslav Cerni" Beograd, F. V. R. Jugoslavien 87
*** : Die erweiterte Sitzung des Zentralbüros des A.S.I.T. (Wissenschaftlichen Verbands der Ingenieure und der Techniker) 89

DOKUMENTIERUNG 90

SOMMAIRE

V. COTOVU, E. BOTEA et T. ABRAMESCU : Les entraînements de masses de terre aux rivages de Constantza (I) . 49
R. J. BALLY : Observations sur le coefficient de sûreté dans le calcul de la stabilité des talus 59
M. KAHAN et C. IAMANDI : Méthode de calcul du raccordement des biefs pour le régime de fond 65
C. HARET : Irrigations dans la République Populaire de Bulgarie (II) . . . 73
E. TOPALĂ : Considérations concernant l'élaboration des projets de stations hydrophores dans les entreprises industrielles 78

NOTES

A. STEOPOE : Etudes actuelles dans le domaine de la technologie du béton hydrotechnique en U.R.S.S. 85

CHRONIQUE

M. LATEŞ : L'institut hydrométrique „Ingénieur Jaroslav Cerni" de Beograde — République Populaire Fédérative de Yougoslavie 87
*** : Réunion du Bureau du Conseil Central de l'A.S.I.T. 89

DOCUMENTATION 90

CONTENTS

V. COTOVU, E. BOTEA and T. ABRAMESCU : Slidings on the shores of Constantza (I) 49
R. J. BALLY : Comments on the safety factor in computing the stability of slopes. 59
M. KAHAN and C. IAMANDI : Method of computing connection of reaches under bottom flow régime 65
C. HARET : Irrigation in Bulgaria (II) . 73
E. TOPALĂ : Remarks referring to the design of a hydrophor station in industrial plants 78

NOTES

A. STEOPOE : Present researches pertaining to the technology of hydrotechnical concrete in USSR 85

CHRONICLE

M. LATEŞ : The Hydrotechnical Institute „Engineer Jaroslav Cerni", Beograd, Yugoslavia 87
*** : Session of the Bureau of the Central Board of A.S.I.T 89

DOCUMENTATION 90

Országos Műszaki Könyvtár
TULAJDONA

REVISTA HIDROTEHNICA
*Anul II * Nr. 2 * Martie - Aprilie 1957*

Alunecările de la malurile orașului Constanța

(I)

**Ing. V. COTOVU, ing. E. BOTEA
și ing. T. ABRAMESCU**

Orașul Constanța este așezat pe platoul cuprins între malul mării și cumpăna apei spre bazinul Văii Carasu. Înălțimile maxime ale acestui platou sînt de 60 m deasupra mării și platoul prezintă o pantă lină spre mare, unde ajunge la cote de 5—38 m spre nord-estul orașului și de circa 41 m spre sudul orașului. Pe axa centrală vest-est a orașului, platoul se prelungește printr-o peninsulă care are lățimea minimă în Piața Ovidiu (180 m) și cote de 4—6 m la capul Constanța (Cercul Militar).

La sud de această peninsulă coasta descrie un intrînd, o baie ocupată astăzi de platformele și bazinele portului Constanța, iar la nord, dincolo de Capul Singol (Institutul Oceanografic — Mamaia), țărmul este format de un cordon litoral care închide lacul Siutghiol și lacul Tașaul pînă la țărmul înalt al capului Midia. Între capul Singol și capul Constanța fundurile marine de-a lungul coastei sînt stîncoase, nereținînd nisipul călător de la gurile Dunării spre sud; bancuri stîncoase apar pe toată această zonă de circa 6 km lungime pînă la 3 km depărtare de țărm (pînă la curba batimetrică de 20 m la care s-au oprit cercetările), alcătuind un relief submarin foarte periculos pentru navigație. Această situație a fost local modificată prin construcția digului plăjii „Muncitorul". Imediat la vest și sud de capul Constanța, în direcția cazinoului și a portului, bancurile dispar și adîncimile se apropie de țărm. Bancurile stîncoase reapar apoi ceva mai la sud de port, la Agigea.

În articolul de față ne vom ocupa de alunecările de maluri care se produc pe perimetrul platoului orașului (a se urmări planul regiunii Palas-Constanța, fig. 1).

Malurile zonei peninsulare, pînă la Biserica Grecească pe malul de nord-est și Școala Navală pe malul de sud, nu prezintă astfel de fenomene.

Surpări apreciabile provocînd distrugerea platformelor, a construcțiilor și a căilor de comunicație au loc de-a lungul malului de nord-est cu începere de la Biserica Grecească pînă la Capul Singol (mai ales pînă la strada Renașterii), iar la malul de sud, spre port, între Școala Navală și tunel (în afară de zonele în care s-au executat în trecut lucrări de consolidare reușite). Nu ne vom ocupa aici de surpările ce se produc și mai departe spre sud, dincolo de Stația de Petrol a portului, într-o zonă de dezvoltare viitoare a orașului și care nu au fost studiate încă. Situația în zonele de surpări arătate se prezintă în modul următor:

a. *Malul de nord est.* Între Biserica Grecească și Institutul Oceanografic (Capul Singol) malul de nord-est al orașului Constanța (în lungime de circa 4,5 km) are un caracter argilos. Malurile înalte (+ 28 m la Biserica Grecească și + 38 m în dreptul străzii Ștefan cel Mare, după care înălțimile scad spre Mamaia), cu pereți verticali de loess la partea superioară, prezintă o ușoară arcuire către uscat în care se dezvoltă o terasă foarte accidentată constituită la suprafață din pămînturile care alcătuiesc malul și care s-au surpat, iar la bază din strate de pămînt în loc (fig. 2 și 3).

Terasa se găsește la cote cuprinse între + 15 și + 19 m și are lățimi ce ating 100—150 m. La diverse nivele pe terasă, în zonele local depresionare, apele din ploi se acumulează și apoi se infiltrează către adîncime prin terasa neomogenă de pămînturi; unele băltoace de la baza versanților înalți sînt alimentate însă de apa subterană care iese la zi în taluz. Înainte de a se executa digul plăjii „Muncitorul", baza terasei venea în contact cu apa mării prin intermediul unei plaje de nisip foarte îngustă. La furtunile mari valurile atacau piciorul terasei, îndepărtînd materialul surpat și atacînd stratele în loc, conlucrînd astfel la dezvoltarea fenomenului de distrugere a malului. După executarea digului transversal, plaja s-a întins departe spre larg. In același timp, un dig longitudinal de 1 250 m lungime a îndepărtat efectul valurilor pe porțiunea corespunzătoare de țărm.

Planuri mai vechi ale orașului (1883) ne indică o retragere a marginii platoului de circa 70 m între străzile Cuza Vodă și Ștefan cel Mare, și numai de 20 m în dreptul str. Dragoș Vodă, revenind 1 m pe an în primul caz și 0,30 m în al doilea caz.

La nord de str. Frumoasă, unde înălțimea falezei continuă să scadă către Mamaia, terasa dispare, iar distanța dintre mal (care se menține la pante abrupte) și apa mării se micșorează considerabil, plaja devenind foarte îngustă (cîțiva metri).

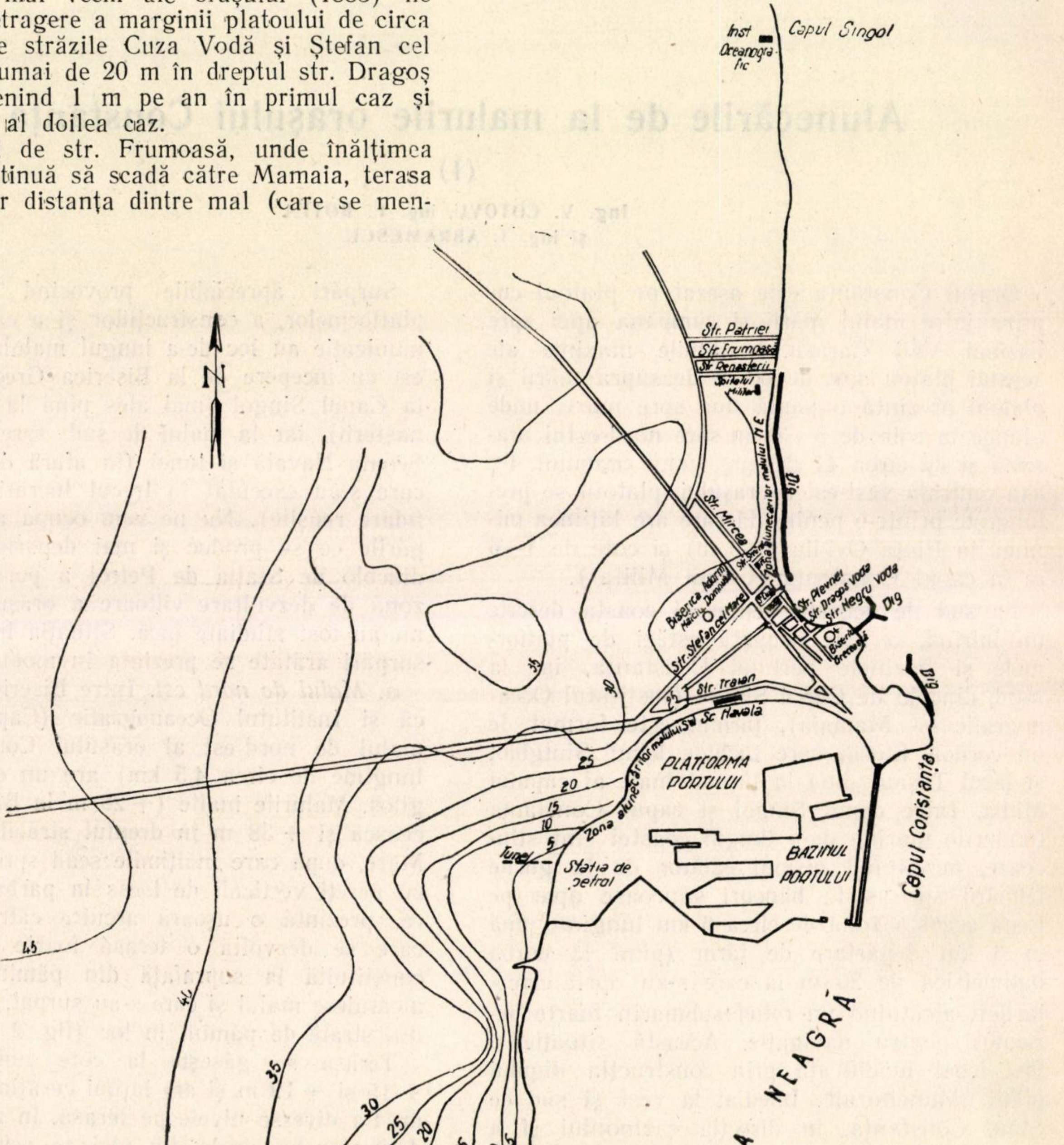

Inst Oceanografic
Capul Singol
Str. Patriei
Str. Frumoasă
Str. Renașterii
Spitalul Militar
Zona alunecărilor malului N E
Dig
Str. Mircea
Str. Sm...
Biserica Adormirii Maicii Domnului
Str. Ștefan cel Mare
Str. Plevnei
Str. Dragoș Vodă
Str. Negru Vodă
Dig
Biserica Grecească
Dig
Str. Traian
Str. Sc. Havelă
Zona alunecărilor malului S
PLATFORMA PORTULUI
BAZINUL PORTULUI
Capul Constanța
Tunel
Stația de petrol
MAREA NEAGRĂ
45
40
35
30
25
20
15
10
5

Fig. 1. Planul regiunii Palas Constanța
Hidroizohipsele primului strat acvifer (la baza loessului)

In lungul acestui țărm, între Cazinou și Biserica Grecească, fundamentul calcaros sarmatic apare în mal la cote superioare nivelului mării. Acest calcar formează și fundul stîncos al mării ce se întinde departe în mare pînă în dreptul Capului Singol. Inclinarea mare a stratelor de calcar către larg denotă un țărm foarte vechi și de natură tectonică.

In ce privește aspectul morfologic al zonei orașului pe această parte a malului, situația se prezintă astfel :

— între Biserica Grecească și str. Frumoasă, platoul prezintă o pantă către mare din ce în ce mai accentuată spre nord (2—13‰) ;

— din dreptul străzilor Renașterii și Frumoasă, ia naștere o zonă depresionară, după care — către nord — terenul prezintă o pantă inversă, de la mare spre uscat, de asemenea din ce în ce mai pronunțată pe măsura apropierii de Institutul Oceanografic (circa 15‰).

b. *Malul de sud.* Malul de sud al orașului are de asemenea un caracter argilos, iar fundamentul calcaros sarmatic se găsește sub nivelul mării, în general sub cota —5. Prin construcția platformei portului, marea și efectele ei au fost îndepărtate de la piciorul malului. Inălțimea maximă a malului de sud este de aproape 41 m deasupra mării (în dreptul portului). In această porțiune platoul este aproape orizontal (cu o ușoară cădere spre vest), iar către nord și sud înălțimile malului descresc. In taluzul malului s-a executat în trecut platforma unei linii ferate care lega portul cu cariera Canara. Această linie, executată înainte de anul 1910 și care în prezent este desființată, se găsea, datorită pantei ei la diferite înălțimi ale taluzului, pe porțiunea de circa 850 m de mal care a fost afectată de alunecări. In prezent, în urma lucrărilor de consolidare executate pe circa 600 m, fenomenele de alunecare sînt localizate la un sector de circa 250 m, încă neconsolidat și de-a lungul căruia se întîlnesc aceleași aspecte cu cele descrise pentru malul de nord-est.

Condiții geologice tehnice

1. *Stratificația platoului* orașului Constanța este în general aceeași cu aceea care se identifică de-a lungul malului înalt al coastei de răsărit a orașului, și anume este constituită dintr-un strat de loess la suprafața terenului care este așezat — direct sau prin intermediul unui complex de formațiuni argiloase — pe fundamentul sarmatic alcătuit din calcare oolitice cu intercalații de argilă.

Situația geologică a malurilor orașului Constanța a fost cercetată temeinic prin numeroase foraje executate încă din 1910 dar, în special, între anii 1946—1954, de către fosta Administrație a Porturilor și Comunicațiilor de Apă (P.C.A.) și de către Institutul de Studii și Prospecțiuni din Ministerul Construcțiilor (I.S.P.). Prin aceste cercetări s-a putut recunoaște următoarea succesiune de strate:

Loessul — formațiune eoliană de culoare gălbuie, în cuprinsul stratului distingîndu-se benzi de colorație cafenie-roșcată, corespunzătoare perioadelor interglaciale mai calde și umede în care s-a format. Loessul prezintă caracterele sale cunoscute: macropori vizibili cu ochiul liber, canalicule verticale cu incrustații calcaroase pe pereți, concrețiuni-păpuși de calcar; este sensibil la înmuiere cu apa și se menține aproape la verticală în malurile înalte. Grosimea stratului de loess este cuprinsă între 4—12 m în zona malului de nord-est și cea peninsulară, și între 6—8 m în zona malului de sud al orașului, spre portul Constanța.

In adîncime, argilozitatea loessului crește și, la un anumit nivel, trece în stratul următor: lutul argilos.

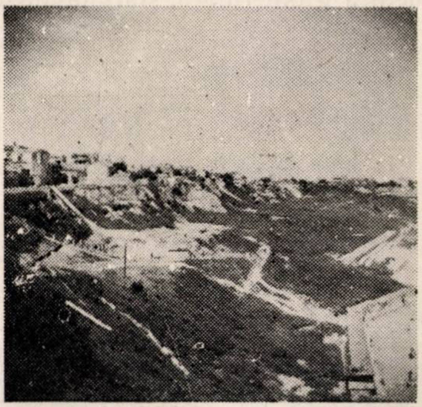


Fig. 2.

In partea peninsulară a orașului și la nord de str. Patriei, stratul de loess se sprijină direct pe stratul de calcar sau pe o argilă nisipoasă galbenă-verzuie cu plăci de calcar sarmatic, stratele intermediare argiloase lipsind.

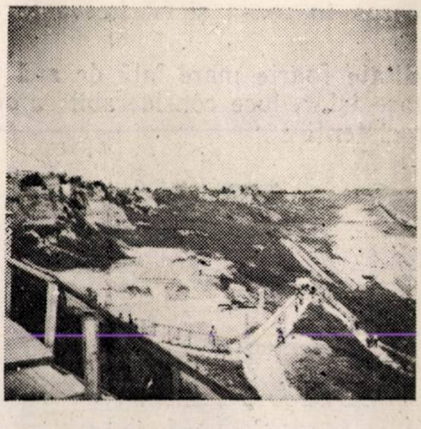


Fig. 3.

Lutul argilos este de culoare cafenie-roșcată, și se remarcă printr-o argilozitate sporită față de loess. La diferite nivele se remarcă, în strat, prezența a numeroase pungi de calcar degradat sau granule calcaroase, pete negre manganoase, iar către bază, în apropierea contactului cu stratul următor (argila cafenie-roșcată) apar ușoare suprafețe de separație. In contact cu apa lutul nu dă loc la tasări suplimentare.

Argila cafenie-roșcată-cenușie în care se includ două orizonturi:

— argila cafenie închisă;

— argila roșcată-cărămizie cu zone cenușii sau predominant cenușii, care uneori ajunge chiar de culoare neagră, cum este cazul în malul de sud.

Acest complex, care, după cum se va arăta mai departe, joacă un rol predominant în dezvoltarea alunecărilor, prezintă o serie de caractere specifice, și anume:

— structura glomerulară, sfărîmîndu-se foarte ușor ;

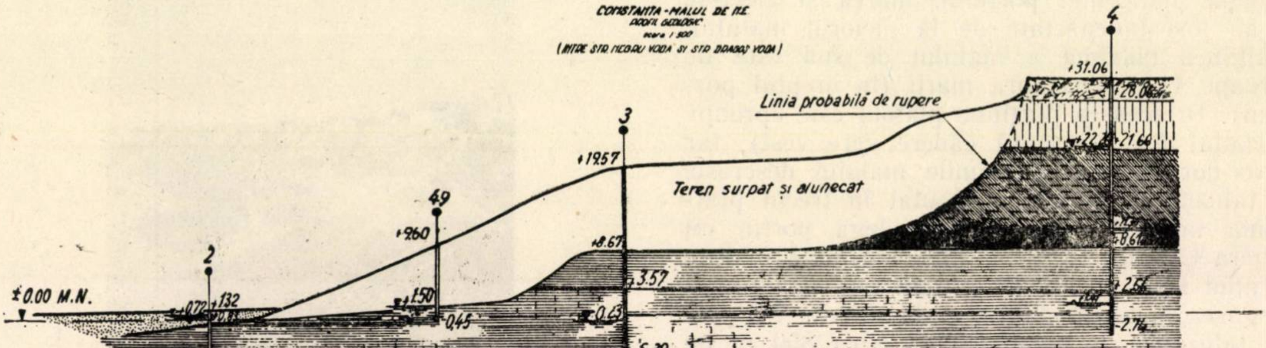

CONSTANTA - MALUL DE N.E.
PROFIL GEOLOGIC
scara 1:500
(INTRE STR. NEGRU VODA SI STR. DRAGOS VODA)
Linia probabilă de rupere
Teren surpat și alunecat
±0.00 M.N.
2
49
3
4
+0.72
+1.32
-13.18
+9.60
+1.50
0.45
+19.57
+8.67
3.57
-0.63
-5.39
+31.06
+26.06
+22.2
+21.66
+8.61
+2.56
-2.74
Legenda
Umplutură
Loess
Lut argilos
Argilă cafenie roșcată
Argilă galbenă
Argilă galben-verzuie cu calcar
Nisip

Fig. 4.

— conținut foarte mare de fracțiune argilă ;

— calcaros în masă și cu frecvente cristale de gips ;

— aviditate foarte mare față de apă în contact cu care își reduce considerabil caracteristicile de rezistență ;

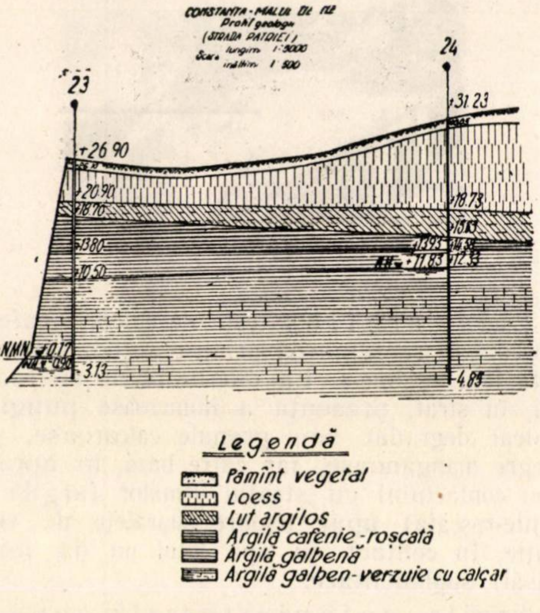

CONSTANTA - MALUL DE N.E.
Profil geologic
(STRADA PATRIEI)
Scara lungimi 1:5000
înălțimi 1:500
23
24
+26.90
+20.90
18.70
13.80
10.50
0.00 NMN
+0.17
-3.13
+31.23
18.73
15.03
13.93
14.38
11.83
12.33
-4.85
Legendă
Pămînt vegetal
Loess
Lut argilos
Argilă cafenie-roșcată
Argilă galbenă
Argilă galben-verzuie cu calcar

Fig. 5.

— caracteristici geotehnice, chiar în stare naturală, net defavorabile față de stratele învecinate.

Grosimea acestui complex este cuprinsă între 2 și 9 m; grosimi reduse s-au constatat, de asemenea, în partea de nord a orașului. Stratele descrise mai sus alcătuiesc complexul de formațiuni cuaternare.

Argila galbenă — probabil de vîrstă pliocenă — compactă, cu pete feromanganoase și cu caracteristici geotehnice foarte favorabile, apare în grosimi de 2,2—8,10 m deasupra fundamentului.

Trebuie menționat că orizonturile argiloase dintre stratul de loess și fundamentul sarmatic nu înaintează adînc în interiorul platoului și că nu apar pe toată lungimea malului. Acolo unde apar însă și, în special, unde apare argila cafenie-roșcată-cenușie și primul strat de apă subterană, se produc alunecări ale malurilor și se formează terasele caracteristicilor.

Fundamentul sarmatic este reprezentat prin argilă galbenă-verzuie (verzuie-cenușie în malul de sud), cu zone concreționare calcaroase sau de nisip în care apar, la diverse nivele, plăci de calcar oolitic albicios-roșiatic. Calcarul prezintă durități diferite, este cavernos și cu suprafață neregulată.

În malul de nord-est sarmaticul apare între cota + 2 și + 10 (cotele cresc către nord), iar în partea peninsulară și în malul de sud, calcarul apare la cote + 2, respectiv — 6.

Situația geologică, arătată mai sus, poate fi urmărită în profilele caracteristice întocmite pentru cele două maluri ale orașului pe baza rezultatelor forajelor executate în 1953 (fig. 4, 5 și 6) și 1954. Această situație a fost cunoscută și în trecut, denumirea stratelor fiind uneori diferită. Astfel, în fig. 7 este arătat profilul malului de sud, dat de ing. Laurențiu Erbiceanu într-un articol asupra lucrărilor de consolidare a malului de sud, articol publicat în buletinul Societății Politehnice din 1919. În acest profil sînt arătate în paranteze echivalentele denumirilor față de cele descrise mai sus.

2. *Apa subterană.* Apele din precipitațiile atmosferice căzute asupra orașului Constanța și zonei dinspre apus, împreună cu apele de infiltrație din cuprinsul orașului, străbat cu ușurință stratul de loess poros pînă la primul nivel impermeabil, de regulă spurafața stratului de lut argilos sau orizonturile superioare ale acestuia. La această adîncime se formează prima pînză de apă subterană, a cărei grosime în zona malurilor (așa cum au arătat prospecțiunile executate anterior) este de circa 2,0 m. Existența unui pat impermeabil determină scurgerea apei din prima pînză de-a lungul pantei acestuia. Astfel, în porțiunile de mal din dreptul zonelor în care panta generală a stratelor este către mare, apa subterană iese la zi în taluze, la cote cuprinse între + 22 și + 25 m la malul de nord-est, și + 26 la + 28 la malul de sud al orașului.

După toți indicii culeși rezultă că debitul acestei pînze de apă subterană (mai ales la malul de nord-est) este redus.

In zona de vest a orașului se constată că prima pînză de apă subterană se găsește la cote mai ridicate (+ 45 m), avînd deci panta generală de la vest către est (a se urmări planul cu curbele hidroizohipse, fig. 1).

A doua pînză de apă subterană din zona orașului Constanța se găsește în formațiunea sarmatică (argilele verzi sau cenușii cu plăci de calcar), la cote de cîțiva metri deasupra nivelului mării și cu panta generală de asemenea de la vest către est.

În partea peninsulară a orașului, cum și în zona din nordul acestuia, în care loessul este sprijinit direct pe formațiunea sarmatică, apa subterană se găsește cu numai cîțiva metri deasupra NMN, deci la nivelul celei de a doua pînze. Trebuie menționat că în vecinătatea zonelor arătate mai sus, în care grosimea stratelor argiloase intermediare este redusă, ca și în zone locale din interiorul orașului (Biserica Adormirii M. D.), apa subterană se găsește abia la nivelul celui de al doilea orizont acvifer.

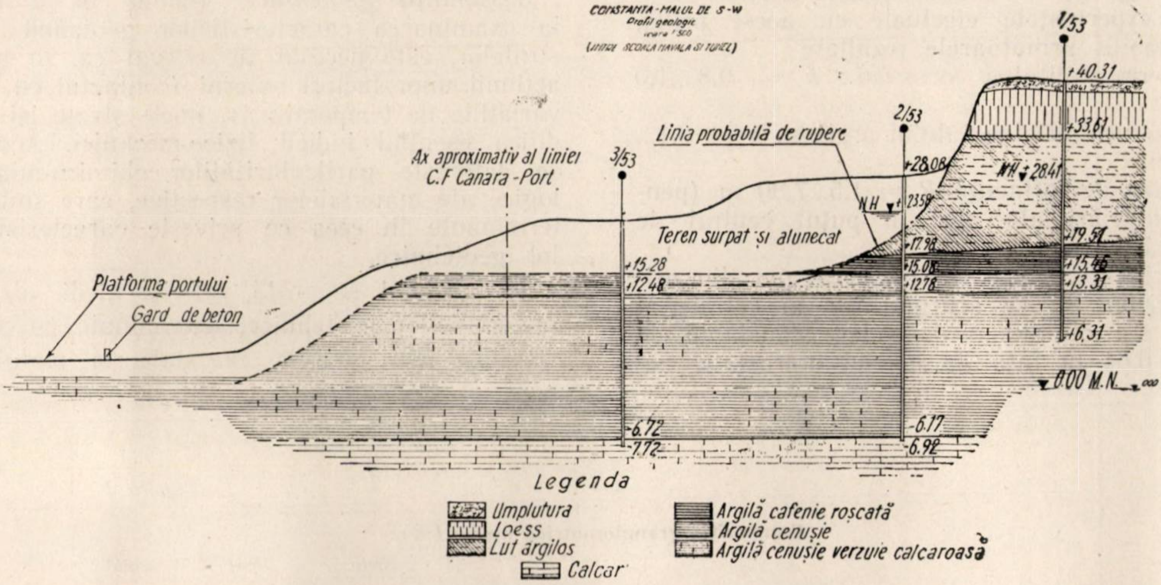

CONSTANTA - MALUL DE S-W
Profil geologic
scara 1:500
(LINIILE SCOALA NAVALA SI TUNEL)
Ax aproximativ al liniei C.F. Canara - Port
3/53
2/53
1/53
Linia probabilă de rupere
Teren surpat și alunecat
Platforma portului
Gard de beton
N.H.
+23.59
N.H. +28.41
+40.31
+33.61
+28.08
+19.51
+17.98
+15.28
+12.48
+15.08
+12.78
+15.46
+13.31
+6.31
0.00 M.N.
-6.72
-7.72
-6.17
-6.92
Legenda
Umplutura
Loess
Lut argilos
Calcar
Argilă cafenie roșcată
Argilă cenușie
Argilă cenușie verzuie calcaroasă

Fig. 6.

Pentru efectuarea unor observații corecte asupra situației hidrologice, în timpul executării forajelor geotehnice (1954), s-a izolat primul orizont de apă (prin folosirea a două coloane metalice de tubaj de diametre diferite), creîndu-se astfel posibilitatea continuării — în uscat — a forajului pînă la cel de al doilea orizont acvifer. Operațiile de „închidere" a apei subterane s-au executat de cele mai multe ori în partea superioară a stratului de lut ar-

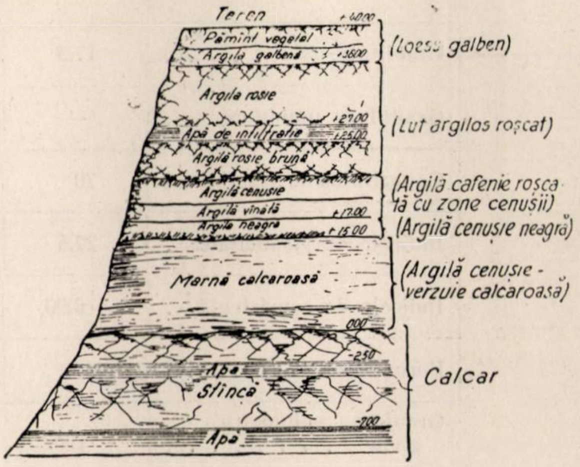

Teren
+40.00
Pămînt vegetal
Argila galbenă
+36.00
(Loess galben)
Argila roșie
+27.00
Apă de infiltrație
+25.00
Argilă roșie brună
(Lut argilos roșcat)
Argilă cenușie
Argilă vînătă
+17.00
Argila neagră
+15.00
(Argilă cafenie roșcată cu zone cenușii)
(Argilă cenușie neagră)
Marnă calcaroasă
(Argilă cenușie - verzuie calcaroasă)
0.00
-2.50
Apă
Stîncă
-7.00
Apă
Calcar

Fig. 7. Secțiune prin malul de sud (L. Erbiceanu — 1911)

gilos, iar în cazurile de nereuşită a fost necesar să se avanseze pînă la stratul de argilă cafenie-roşcată.

Concomitent cu forajele geotehnice s-a executat pe teren (str. Smîrdan) un grup hidrologic experimental, în scopul determinării directe a permeabilităţii loessului şi lutului argilos, precum şi a posibilităţii scurgerii apei din primul în cel de al doilea orizont acvifer.

Din experienţele efectuate cu acest prilej, s-au stabilit următoarele rezultate:

— permeabilitatea loessului : k = 0,8,...1,0 m/zi ;

— permeabilitatea lutului argilos : k = 0,1... 0,2 m/zi ;

— raza de influenţă R = 1,5...7,80 m (pentru denivelări ale apei în puţul central de 0,37—1,37 m) ;

— prin crearea posibilităţii ca apa din primul orizont să se scurgă liber în cel de al doilea, s-a obţinut o denivelare constantă de numai 0,64 m faţă de nivelul hidrostatic natural.

Acest din urmă rezultat se datoreşte faptului că formaţiunea sarmatică în care se află cel de al doilea orizont de apă nu este un mediu prielnic pentru o circulaţie normală şi regulată a apei : strate de argilă, pe alocuri nisipoase, cu intercalaţii puternice de calcar ale cărui goluri sau fisuri sînt, de obicei, colmatate cu material fin.

3. *Condiţii geotehnice.* Inainte de a trece la examinarea caracteristicilor geotehnice ale stratelor, este necesar de relevat că, în urma acţiunii unor factori externi (contactul cu apa, variaţiile de temperatură), unele strate îşi modifică esenţial indicii fizico-mecanici. Aceasta se datoreşte particularităţilor chimico-mineralogice ale materialelor respective, care sînt determinante în ceea ce priveşte caracteristicile lor geotehnice.

In tabela 1 se arată valorile medii ale caracteristicilor geotehnice, determinate pe probe recoltate din forajele executate la malul de nord-est Constanţa.

Tabela 1

Compoziţia granulometrică medie (%):

	Nisip	*Praf*	*Argilă*
Loess	7	59	34
Lut argilos	5	44	51
Complex argilă cafenie-roşcată	8	31	61
Argilă galbenă	10	40	50
Argilă galbenă-verzuie	20—27	31	42

Caracteristicile geotehnice	Loess	Lut argilos	Argilă cafenie-roşcată	Argilă galbenă	Argilă galbenă-verzuie
Umiditate, %	17,5	21,6	30,8	16,5	198
Gradul de umiditate	—	0,91	0,85	0,85	—
Capacitatea de adsorbţie, %	70	86	125	80	80
Indicele de plasticitate	27,5	42	64,5	38,5	31
Indicele de consistenţă	0,90	0,88	0,90	0,94	0,82
Porozitatea, %	40	37	45	32,8	35,9
Greutatea volumetrică, g/cm^3	1,86	1,99	1,82	1,99	1,99
Presiunea critică la zdrobire, kg/cm^2	1,50	1,20	0,50	3,25	3,0
Unghiul de frecare, φ^0 *)	20^0	10^0	4^0	20^0	20^0
Coeziunea, kg/cm^2 *)	0,35	0,25	0,15	0,50	0,30

*) Valorile unghiului de frecare şi ale coeziunii, înscrise în tabelă, sînt cele stabilite pentru calculele de stabilitate.

Din examinarea valorilor medii înscrise în tabela 1 rezultă că stratul de argilă cafenie-roşcată prezintă caracteristicile geotehnice cele mai defavorabile, iar stratul de argilă galbenă, pe cele mai favorabile. Afară de aceasta, trebuie subliniată marea răspîndire a caracteristicilor geotehnice ale argilei cafenii-roşcate ; astfel, 25% din rezultatele geotehnice sînt mai defavorabile decît :

36% — umiditatea,
136% — capacitatea de absorbţie,
48,7% — porozitatea,
0,25 kg/cm² — presiunea critică la zdrobire

Afinitatea pronunţată faţă de apă a acestui strat trebuie pusă în legătură cu compoziţia mineralogică specifică (prezenţa gipsului, caracterul calcaros în masă etc.), iar valorile mici ale presiunii critice la zdrobire, unghiului de frecare şi coeziunii se datoresc prezenţei în masa materialului a suprafeţelor lucioase de separaţie (caracter glomerular) care micşorează rezistenţa stratului.

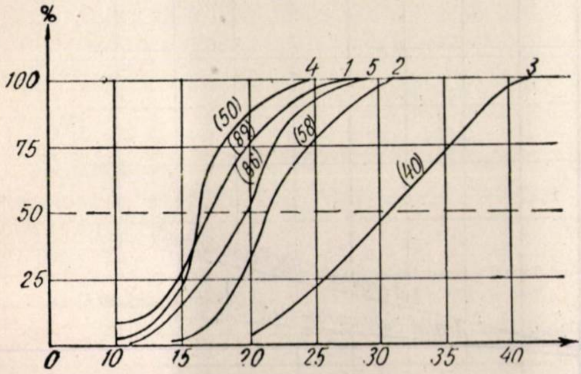


Fig. 8. Curbe de frecvenţă pentru umiditatea naturală (W%).

1 — Loess W_{50}=17,5%; *2* — Lut argilos W_{50} = 21,6% ; *3* — argilă cafenie roşcată W_{50} = 30,8% ; *4* — argilă galbenă W_{50} = 16,5%; *5* — argilă galbenă-verzuie W_{50} = 19,8%.

Pentru determinarea valorilor unghiului de frecare şi coeziunii s-au utilizat metodele de laborator cele mai adecvate stării fizice a diverselor strate. Astfel, pentru stratele de loess, argila galbenă şi argila galbenă-verzuie, probele de teren au fost supuse la încercările de forfecare directă, imediat după încărcarea în aparat (tăiere rapidă neconsolidată).

In ceea ce priveşte stratul de argilă cafenie închisă roşcată (şi, în mai mică măsură, cel de lut argilos roşcat), care prezintă suprafeţe de separaţie lucioase, s-au executat încercări de compresiune în aparatul triaxial, pentru obţinerea celor mai valabile valori ale unghiului de frecare interioară şi coeziunii (încercarea probelor de argilă roşcată în aparatul de tăiere directă, în care planul de rupere este obligat, ar fi dus la denaturarea valorilor rezistenţei ei interioare).

De asemenea, trebuie relevată rapiditatea cu care fragmentele de argilă cafenie roşcată reacţionează la contactul cu apa, prin trecerea lor în stare fluidă.

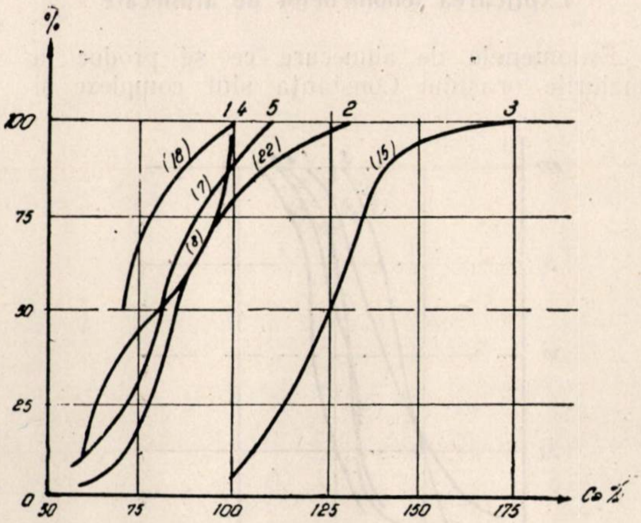


Fig. 9. Curbe de frecvenţă pentru capacitatea de adsorbţie (Ca%)

1 — loess Ca_{50} = 70% ; *2* — lut argilos Ca_{50} = 86% ; *3* — argilă cafenie-roşcată Ca_{50} = 125% ; *4* — argilă galbenă Ca_{50} = 60% ; *5* — argilă galbenă-verzuie Ca_{50} = 80%.

În fig. 8—11 sînt redate curbele de frecvenţă ale unor caracteristici geotehnice mai importante (umiditatea naturală, capacitatea de adsorbţie, porozitatea şi greutatea volumetrică) pe baza cărora au fost stabilite valorile medii din tabela 1. Numărul de încercări folosite la stabilirea caracteristicilor este arătat pe fiecare curbă prin cifra din paranteză.

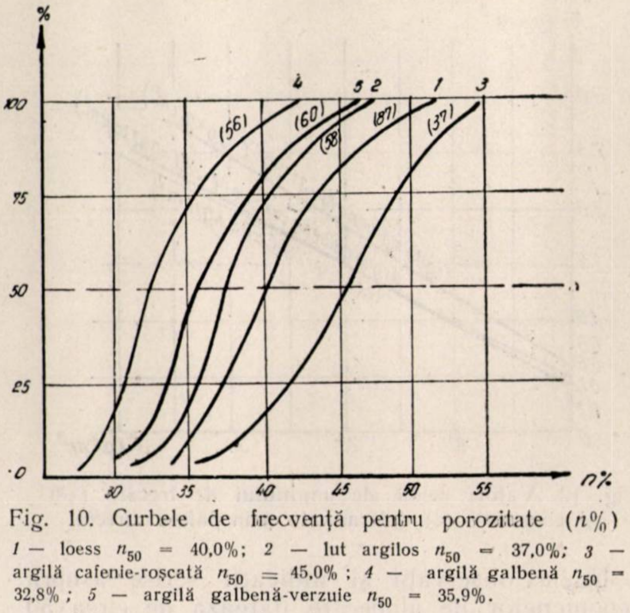


Fig. 10. Curbele de frecvenţă pentru porozitate (n%)

1 — loess n_{50} = 40,0%; *2* — lut argilos n_{50} = 37,0%; *3* — argilă cafenie-roşcată n_{50} = 45,0% ; *4* — argilă galbenă n_{50} = 32,8% ; *5* — argilă galbenă-verzuie n_{50} = 35,9%.

În fig. 12—13 sînt reprezentate dreptele caracteristice medii pentru rezistenţa la tăiere stabilite pe baza curbelor de frecvenţă ale unghiului de frecare interioară și coeziunii diferitelor feluri de pămînturi.

Explicarea fenomenelor de alunecare

Fenomenele de alunecare ce se produc la malurile orașului Constanța sînt complexe și variate. Ele nu se produc deocamdată pe tot întinsul malurilor, ci, cînd într-o zonă cînd în alta, cu intermitențe foarte diferite. Durata unui fenomen început variază de asemenea foarte mult de la caz la caz.

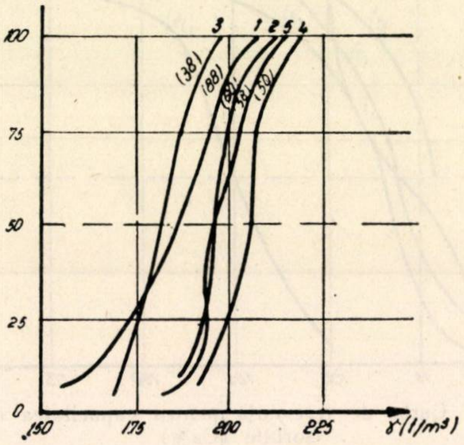


Fig. 11. Curbe de frecvență ale greutății volumetrice (g/cm³)

1 — loess 50 = 1,86; *2* — lut argilos 50 = 1,99; *3* — argilă cafenie roșcată 50 = 1,82; *4* — argilă galbenă 50 = 2,05; *5* — argilă galbenă-verzuie 50 = 1,99.

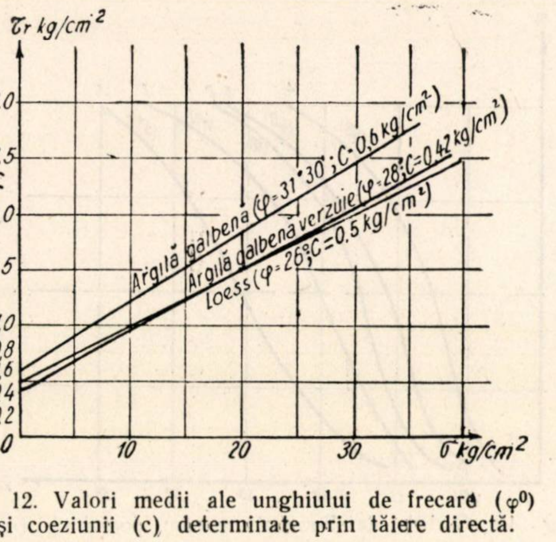


Fig. 12. Valori medii ale unghiului de frecare (φ^0) și coeziunii (c) determinate prin tăiere directă.

Unele observații și indicații scrise asupra fenomenelor de alunecare datează de circa 50 de ani, dar ele sînt departe de a fi riguroase. Explicațiile ce s-au dat în trecut alunecărilor au fost în unele privințe eronate și, în general, insuficiente, ele neconsiderînd fenomenele în totalitatea lor și neținînd seamă de evoluția lor în timp.

Intr-un memoriu din 1904 privind consolidarea malului de nord-est al orașului, ilustrul inginer Anghel Saligny arată că de la Biserica Grecească la str. Plevnei, pe circa 270 m, apa freatică nu apare în mal și nu se produc surpări, zona surpărilor importante fiind cuprinsă între str. Plevnei și str. Griviței. Acest lucru este reconfirmat în 1911, 1915 și 1934 de inginerul P. Zahariade, care s-a ocupat îndelung cu proiectarea și executarea lucrărilor de consolidare la acest mal.

In primăvara 1954 s-au produs, totuși, surpări foarte importante în această zonă, care au atins str. Mircea între str. Negru Vodă și Dragoș Vodă, iar studiile au arătat că afirmația că apa freatică nu iese în mal nu era justă decît pentru o porțiune mai mică cuprinsă între Biserica Grecească și str. Negru Vodă, în care nu se produc surpări.

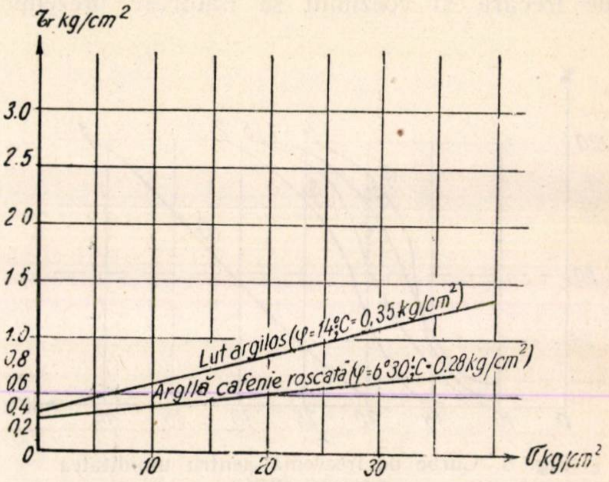


Fig. 13. Valori medii ale unghiului de frecare (φ^0) și coeziunii (c) determinate cu aparatul triaxial.

P. Zahariade (1935) arată că surpările se produc în general primăvara după topirea zăpezilor, dar că ele se pot produce și în orice alt anotimp după ploi mari și continue, ceea ce constituie o observație justă. Anghel Saligny (1904) a explicat fenomenul de surpare prin înmuierea argilelor de la baza loessului, excluzînd existența alunecărilor.

P. Zahariade, în 1911, consideră drept cauză principală a surpărilor apele de suprafață care pătrund în crăpături și, pe de o parte, înmoaie pămîntul, iar pe de altă parte afuiază piciorul malului. Pentru eliminarea acestor cauze propunea, la acea dată, canalizarea zonei limitrofe a malului. În 1934 el găsește însă apele freatice drept cauză principală a surpărilor. Apa, înmuind argila pe o oarecare adîncime de la fața terenului, aceasta cedează, și din mal se desprinde o felie de pămînt care cu timpul se înclină și se rupe. Cu această ocazie P. Zahariade își însușește ipoteza lui Saligny asupra absenței unor alunecări.

Cu toate acestea, în dosarele rămase de la Consiliul Tehnic Superior și în dosare aflate la Portul Constanța sînt arătate cazuri de alunecare la malul de nord-est. Astfel, în 1934 (12 aprilie) se produce o rupere de 40 × 15 m în dreptul străzii Cuza Vodă, iar în anul 1944 se surpă în dreptul spitalului militar o suprafață de 200 m² pe un teren brăzdat de tranșee. Suprafața terenului surpat a rămas intactă, cu tranșeele pe ea.

Pentru malul de sud al orașului (malul de nord-vest al portului) avem observații și explicații mai amănunțite ale inginerului Laurențiu Erbiceanu, publicate în buletinul Societății Politehnice din februarie 1911, într-un articol asupra lucrărilor de consolidare a acestui mal. Observațiile se întind și asupra malului de nord-est al orașului. După Erbiceanu, cauza surpărilor este apa subterană situată la baza loessului într-un strat roșu argilos nisipos permeabil și care iese la zi în mal. Ca și Anghel Saligny și P. Zahariade, Erbiceanu exclude însă prezența unor alunecări și a unor suprafețe de alunecare. Explicația fenomenului este redată astfel :

„Apa subterană care apare la zi între cotele +25 și +27 îmbibează și moaie argila roșie. Acest strat curge și lasă tot malul fără o bază de sprijin îndestulătoare. În consecință, la 2—3 m de la acesta se formează o crăpătură paralelă cu malul, care se mărește prin infiltrarea apei, detașîndu-se un bloc. Blocurile detașate cad unul peste altul". Iar mai înainte : „Masele căzute iau poziții înclinate și se formează straturi alunecătoare ridicînd linia ferată Canara și înaintînd spre platforma portului. Peste noapte linia se găsea deplasată cu 5—10 m și vertical cu 2—3 m".

Din textul citat rezultă că Erbiceanu exclude alunecările pentru partea superioară a malului alcătuit din loess. Acesta se menține pe verticală și se surpă pe lentile înguste de 2—3 m, în urma înmuierii bazei lor constituită din argila roșie sub efectul apelor freatice. El, însă, admite alunecări în masa de blocuri căzute. Mișcările, așa cum sînt descrise, sînt caracteristice unor alunecări pe suprafețe continue, curbe, întrucît „peste noapte" linia ferată era nu numai deplasată cu 5—10 m, dar și ridicată cu 2—3 m.

Pentru explicarea fenomenului de alunecare trebuie subliniate următoarele aspecte rezultate din observații și din studiile efectuate :

1. Alunecări mari ale malurilor au loc numai acolo unde apa subterană iese în mal la baza loessului și sîntem în prezența stratelor argiloase (lutul argilos și, mai ales, argila cafenie închisă, roșcată sau cenușie).

2. Pretutindeni unde se produc alunecări mari se găsește în fața malului o terasă largă. Acolo unde apa nu iese în mal nu se produc alunecări și nu există terasa.

3. Nivelul terasei se găsește sub baza stratului de loess și, în general, sub orizontul apei freatice. Terasa este formată din surpături și pămînturi alunecate numai pe o anumită grosime delimitată de o suprafață de alunecare situată deasupra nivelului mării și sub care se găsesc strate native rezistente, reprezentate prin argila galbenă pe malul de nord-est și prin argila galbenă-verzuie la malul de sud. Suprafața de alunecare se situează în felul acesta în stratul imediat superior alcătuit dintr-o argilă roșcată-cărămizie sau cenușie și uneori (la malul de sud) neagră, care, după cum s-a arătat, are proprietățile geotehnice cele mai defavorabile.

4. Observațiile asupra modului în care se produceau alunecările și deplasările liniei ferate la malul de sud indică existența nu numai a unor surpări de mal, ci și a unei alunecări pe întinsul unei suprafețe continue de alunecare situată mai în adîncime. Acest lucru este confirmat și de observațiile asupra modului de deformare a primilor masivi de pămînt executați pentru consolidarea malului de sud între 1911 și 1913, care, fiind fundați pe argilă neagră, nu au rezistat și au alunecat, găsindu-se după alunecare căzuți pe spate (detalii asupra acestor masivi se vor da în partea a doua a articolului, unde se vor examina lucrările de consolidare aplicate).

5. Uneori, aspectul malului în mișcare este al unei curgeri plastice, cu puține crăpături în masa în mișcare și avînd un caracter haotic. Alunecări locale produc denivelări și depresiuni în care stagnează îndelung apele provenite din pricipitații sau din pînza freatică ce iese în mal.

6. Atunci cînd se produc alunecări mari, modul în care se deformează malul face să se bănuiască existența unei continuități între planul vertical de ruptură din loess și suprafața de alunecare a terasei. În aceste cazuri aspectul malului este mai mult sau mai puțin regulat.

7. La piciorul terasei se găsește o plajă, în general îngustă. În timpul furtunilor mari, valurile spală masele de pămînt prăbușite la piciorul malului și, dacă furtuna este excepțională, atacă și stratele native neerodate încă. După cum s-a arătat, acolo unde efectul valurilor a fost îndepărtat de la piciorul taluzului, prin dezvoltarea plajei datorită digului transversal și celui longitudinal în cazul malului de nord-est și al construcției portului la malul de sud, pămîntul alunecat a format un contrafort care, în cele din urmă, ar trebui să oprească alunecările. Această masă de pămînt suferă însă deformații continue în urma înmuierii, iar uneori, cum este cazul la malul de sud, a fost ridicată în mare parte, periodic, de-

oarece tindea să acopere unele construcţii, astfel încît efectul de contrafort este anihilat în timp.

★

Fenomenul general de alunecare este caracterizat şi determinat de următoarele elemente:

a) Constituţia şi succesiunea stratigrafică a malurilor deasupra nivelului mării, cu prezenţa loessului la suprafaţă, a unor strate argiloase cu proprietăţi geotehnice foarte defavorabile, cu putere mare de adsorbţie de apă şi cu structură glomerulară care favorizează desfacerea uşoară prin înmuiere şi a unor strate rezistente la baza malului.

b) Prezenţa sub loess a unui orizont de apă freatică cu debit variabil, care, în unele zone, iese în maluri.

c) Efectul mării cu caracter transgresiv la piciorul malului.

In funcţie de aceste elemente, mecanismul fenomenelor de alunecare observate este probabil că se prezintă în modul următor.

Faţă de o poziţie de echilibru al malului rezultată prin formarea unui contrafort suficient în faţă, din pămînturile deja surpate, profilul de echilibru al malului suferă modificări în timp prin curgeri plastice datorite înmuierii pămînturilor argiloase în urma precipitaţiilor şi a apei subterane care iese în mal. Asemenea curgeri plastice au loc mai intens în perioadele de topire a zăpezilor sau de precipitaţii mai îndelungate, cînd şi debitul pînzei subterane este mai mare şi puterea de evaporaţie mai redusă şi sînt favorizate de capacitatea mare de adsorbţie a stratului argilos de pămînt.

Modificarea poate fi activată de acţiunea mării, în părţile neapărate şi, uneori, de acţiunea omului care înlătură cantităţi importante de pămînt din unele zone de la piciorul taluzului, sau de pe taluz cum este cazul la malul de sud.

Modificarea profilului în urma curgerilor plastice se face relativ încet, putînd trece perioade mari de timp pînă cînd să se ajungă la un profil limită de echilibru.

O dată ce taluzul ajunge la forma corespunzătoare echilibrului limită, este posibilă, sub greutatea pămîntului, producerea unei noi ruperi a malului care se dezvoltă pe o suprafaţă de alunecare ce se amorsează în mal, la cîţiva metri de creastă, începe cu o crăpătură verticală în loess, se continuă cu o porţiune curbă ce intersectează baza loessului şi stratul de lut argilos şi se încheie cu o porţiune aproximativ orizontală situată în argilă roşcată sau cenuşie urmărind faţa stratului de argilă galbenă (fig. 4 şi 6).

Partea cea mai mare a suprafeţei de alunecare este cuprinsă în argila cafenie-roşcată sau cenuşie, care, avînd caracteristici geotehnice foarte defavorabile, oferă rezistenţa cea mai mică la tăiere.

Alunecarea malului este prevestită de apariţia crăpăturilor în loess şi e activată de presiunea hidrostatică a apei care pătrunde în aceste crăpături, cum şi de presiunea hidrodinamică sporită a apei freatice, al cărei nivel ridicat coincide cu epocile în care se produc alunecările.

In cuprinsul masivului care alunecă pămîntul poate fi remaniat prin rostogolirea blocurilor formate la suprafaţă, sau se poate păstra intact suferind numai deplasări pe orizontală şi verticală de-a lungul suprafeţei de alunecare. Astfel, în foraje se întîlneşte adesea, în zonele alunecărilor, loess acoperit de lut argilos, precum şi argila roşcată care pare a fi în loc, neremaniată, deşi se găseşte deasupra suprafeţei de alunecare.

Masivul care alunecă formează la suprafaţă, prin comprimarea blocurilor, cute neregulate paralele cu creasta malului, îngroşate pe alocuri şi cu crăpături normale pe direcţia pe care au fost împinse. Masa alunecată alcătuieşte terasa care se formează în faţa malului şi care constituie contrafortul pînă la o nouă alunecare.

Prin alunecare se deranjează şi se modifică local regimul apelor subterane, astfel încît după alunecări se constată apariţia de izvoare mici în puncte noi, ca urmare a barării drumului apei existent anterior alunecării.

Această explicaţie a mecanismului alunecărilor este confirmată de observaţiile menţionate mai sus, precum şi de verificările făcute prin calcul asupra stabilităţii zonelor în care se produc alunecări, verificări făcute pe baza caracteristicilor geotehnice stabilite pentru fiecare strat şi pentru suprafeţe de alunecare avînd aspectul descris.

Observații asupra coeficientului de siguranță în calculul stabilității taluzelor

Cand. în științe tehnice **R. J. Bally**

În prezenta expunere ne vom opri asupra principiului de determinare al coeficientului de siguranță în calculul stabilității taluzelor *). Credem util să subliniem cîteva aspecte ale problemei înainte de a intra în tratarea propriu-zisă.

Coeficientul de siguranță constituie un indice convențional, care permite să se aprecieze deosebirea dintre condițiile reale, efective, în care lucrează un taluz, și condițiile extreme, limită, corespunzătoare ruperii taluzului. De aceea, coeficientul de siguranță poate fi definit în mai multe moduri, și anume:

— pornind de la starea reală de eforturi din interiorul taluzului și comparînd aceste eforturi cu cele de care este capabil pămîntul din care este alcătuit taluzul (cu rezistența pămîntului respectiv);

— pornind de la condițiile exterioare care determină starea reală de eforturi din interiorul taluzului și variind aceste condiții astfel, încît să ajungem la ruperea pămîntului. De exemplu, să presupunem că un taluz lucrează în condițiile efective indicate în fig. 1. In aceste condiții, taluzul este stabil. El își poate însă pierde stabilitatea dacă se va ridica nivelul apei, dacă încărcarea de deasupra lui va crește, dacă vom efectua săpături la piciorul lui, mărindu-i astfel înălțimea sau vom schimba înclinarea feței lui, făcîndu-l mai abrupt. Pentru fiecare posibilitate de variație a condițiilor efective de lucru ale taluzului, vom avea cîte un coeficient de siguranță; acest coeficient ne va indica în ce măsură încărcarea efectivă de pe creasta taluzului se deosebește de încărcarea critică, cu cît înălțimea actuală a taluzului este inferioară înălțimii limită etc. În aprecierea stabilității taluzului respectiv, noi vom lua în considerație acei coeficienți de siguranță, care se referă la variații posibile ale condițiilor în care lucrează taluzul.

Din cele de mai sus rezultă că nu vom avea un singur coeficient de siguranță, ci mai mulți, după principiul de determinare pe care îl considerăm cel mai indicat pentru cazul respectiv și după diversele posibilități de variație a condițiilor în care lucrează taluzul respectiv.

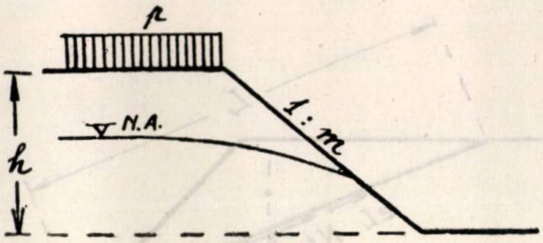


Fig. 1

Un alt aspect asupra căruia credem util să atragem atenția cititorului încă de la începutul expunerii îl constituie ipotezele asupra comportării, din punct de vedere mecanic, a pămîntului și care stau la baza calculelor pentru determinarea stării de eforturi și deformații în masivele de pămînt. Metodele de calcul aplicate în momentul de față în mecanica pămînturilor se grupează în două mari categorii, după ipoteza de bază asupra comportării mecanice a pămîntului:

— Metode aplicate pentru studiul stării de eforturi și deformații în masive de pămînt în stare de echilibru stabil (deformațiile produse de solicitările aplicate masivului au o mărime finită, se amortizează în timp). Pentru aceste cazuri se admite în mod curent ca ipoteză fundamentală, ipoteza deformabilității liniare:

$$\lambda_2 = \frac{1}{E}\left[\sigma_z - \mu\left(\sigma_x + \sigma_y\right)\right], \tag{2}$$

în care σ reprezintă eforturile normale pe secțiuni, λ —deformația specifică, E— modulul de deformație liniară și μ —coeficientul lui Poisson. Este vorba, deci, de aceeași ipoteză care se admite în teoria elasticității, ceea ce permite aplicarea teoriei respective la studiul masivelor de pămînt.

— Metode aplicate pentru studiul stării de eforturi în masive de pămînt în stare de echilibru limită (deformațiile produse de solicitările aplicate masivului nu se amortizează în timp, se produce ruperea masivului). Pentru aceste cazuri se admite în mod curent ca ipoteză fundamentală relația (1).

---

*) Vom trata exclusiv modul de determinare a coeficientului de siguranță pentru metodele bazate pe ipoteza suprafețelor de rupere, lăsînd de o parte pe cele care tratează stabilitatea taluzelor ca o problemă de stare de eforturi limită. Precizăm că aceste din urmă metode pornesc de la ipoteza ruperii pămîntului în toate punctele din interiorul porțiunii de taluz afectată de lunecare; deci, în toate aceste puncte este îndeplinită condiția

$$\tau - \sigma \,\mathrm{tg}\, \varphi + c \tag{1}$$

Metodele bazate pe ipoteza suprafețelor de rupere presupun că ruperea s-a produs pe o anumită suprafață, fără să mai facă o apreciere asupra stării de eforturi în interiorul masivului de pămînt, desprins; deci condiția de rupere (1) va fi îndeplinită în acest caz în toate punctele suprafeței de rupere, fără însă să putem spune că dacă ea este îndeplinită și în punctele din interiorul masivului de pămînt desprins din taluz. In categoria acestor din urmă metode intră, de exemplu, calculul stabilității taluzelor după suprafețe plane sau cilindrice circulare de rupere, aplicate în mod curent în institutele de proiectare.

Deosebirea de fond dintre cele două ipoteze menţionate mai sus impune condiţii deosebite de aplicare a metodelor bazate pe ele. Astfel, metodele bazate pe prima ipoteză a deformaţiilor finite, amortizate, pot fi aplicate pentru studiul stării reale, efective, de eforturi şi deformaţii în masive de pămînt stabile; starea de eforturi rezultată din această ipoteză poate exista simultan în toate punctele masivului şi, totuşi, masivul rămîne stabil. Alta este însă situaţia în ce priveşte cea de-a doua ipoteză, a deformaţiilor neamortizate: condiţia pusă de această ipoteză poate fi îndeplinită simultan în mai multe puncte izolate din interiorul masivului, sau chiar în toate punctele grupate în interiorul unei zone închise din masiv; de îndată însă ce această condiţie este îndeplinită pe o suprafaţă care poate constitui o suprafaţă de rupere (de lunecare), masivul îşi pierde stabilitatea. De aceea, metodele respective nu se mai pot aplica pentru studiul eforturilor dintr-un masiv de pămînt care este stabil, sub acţiunea solicitărilor admise în calcul. Aplicarea lor în asemenea condiţii duce la o contradicţie fundamentală: pornim un calcul pentru un masiv de pămînt pe care îl ştim stabil în condiţiile de încărcare dată, admiţînd în acelaşi timp că în interiorul masivului există o suprafaţă de lunecare, deci că masivul nu este stabil. De aceea, aplicarea metodelor din cea de-a doua categorie nu este justificată decît în cazul cînd admitem în calcul o schimbare a solicitărilor sau a condiţiilor în care lucrează masivul, astfel încît apariţia suprafeţelor de lunecare şi pierderea stabilităţii să devină posibile.

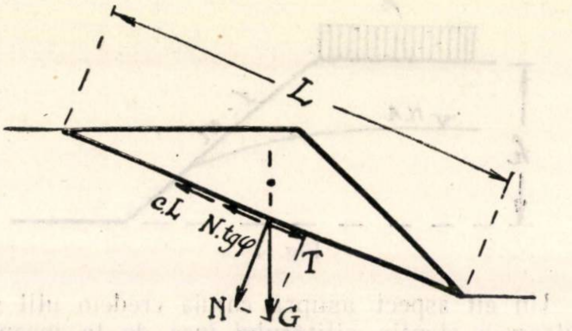


Fig. 2.

Să trecem, în continuare, la analiza modului de determinare a coeficientului de siguranţă în calculul stabilităţii taluzelor. Metodele aplicate pentru acest calcul pornesc toate de la ipoteza existenţei în interiorul taluzelor a unor suprafeţe de-a lungul cărora între eforturile normale şi cele tangenţiale există relaţia:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c,$$

deci o relaţie de tipul (1). Calculul constă în alegerea, dintre toate suprafeţele posibile, a acelei suprafeţe care duce la situaţia cea mai defavorabilă. Ceea ce deosebeşte diferitele metode de calcul, din punctul de vedere care ne interesează în prezenta analiză, este modul cum se ajunge la stabilirea coeficientului de siguranţă.

Din acest punct de vedere, vom deosebi următoarele categorii de metode de calcul:

a. Metode care definesc coeficientul de siguranţă ca un raport între forţele de rupere şi cele de stabilitate. Pentru exemplificare vom cita metoda suprafeţelor plane de rupere (fig. 2). Forţele care acţionează pe suprafaţa plană dusă prin interiorul masivului sînt: greutatea G a porţiunii de masiv separată prin suprafaţa plană respectivă şi avînd componentele N şi T; forţele care se opun ruperii masivului, respectiv frecarea internă şi coeziunea pămîntului (frecarea internă $N \operatorname{tg} \varphi$, coeziunea $c \cdot L$).

Forţa de rupere va fi T; forţa care asigură stabilitatea, $N \operatorname{tg} \varphi + c \cdot L$. Coeficientul de siguranţă se defineşte ca fiind raportul:

$$\eta = \frac{F_{st}}{F_r} = \frac{N \operatorname{tg} \varphi + c \cdot L}{T}. \qquad (3)$$

b. Metode care stabilesc coeficientul de siguranţă prin intermediul momentelor de rupere şi de stabilitate. În această categorie intră metodele de calcul al stabilităţii taluzelor după suprafeţe circular-cilindrice de rupere. În calculele respective apar următoarele formule: momentul de stabilitate

$$M_{st} = R(\Sigma N \operatorname{tg} \varphi + c \cdot L); \qquad (4)$$

momentul de rupere

$$M_r = R \Sigma T; \qquad (5)$$

coeziunea

$$c = \frac{\Sigma T - \Sigma N \operatorname{tg} \varphi}{L}; \qquad (6)$$

raportul momentelor de stabilitate şi de rupere:

$$\eta = \frac{\Sigma N \operatorname{tg} \varphi + c \cdot L}{T}. \qquad (7)$$

Pornind de la relaţiile de mai sus, determinarea coeficientului de siguranţă se poate face pe mai multe căi:

b_1. Se determină cu formula (7) valoarea raportului η pentru diferite suprafeţe şi se caută valoarea minimă a acestui raport (fig. 3). Raportul respectiv este considerat drept coeficient de siguranţă.

b_2. Se determină cu formula (6) mărimea coeziunii c, presupunînd deci că forţa de coeziune de care este capabil pămîntul este mobilizată numai parţial. Se caută suprafaţa pentru care valoarea lui c este maximă. Apoi se calculează pentru suprafața respectivă, cu ajutorul formulei (7), raportul η. Valoarea acestui raport este considerată drept coeficient de siguranță (fig. 4).

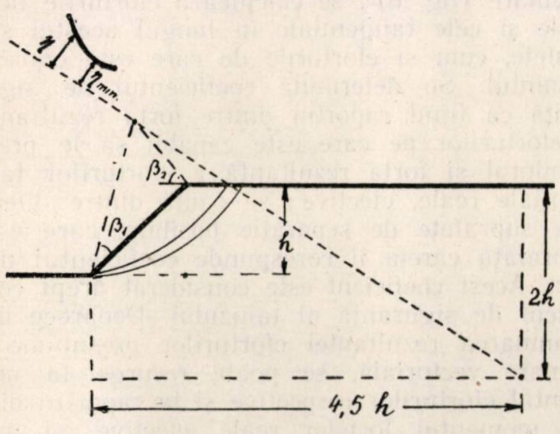


Fig. 3.

b_3. Se determină cu ajutorul formulei (6) mărimea coeziunii c, în aceeași ipoteză ca mai sus. Se caută suprafața pentru care c ia valoarea maximă. Se determină coeficientul de siguranță ca raportul dintre c_{max} și coeziunea efectivă a pămîntului c_{ef} (fig. 5).

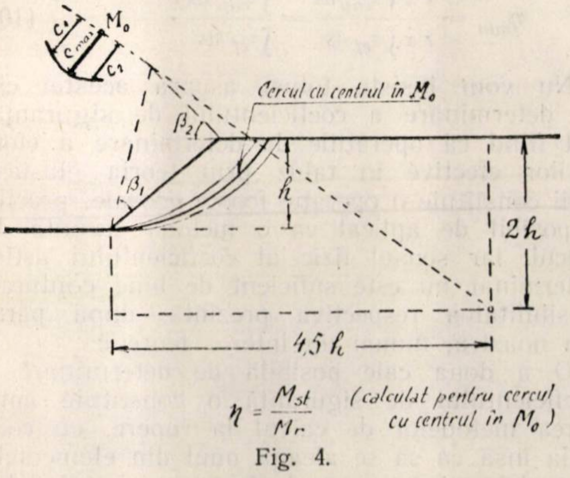

M_0
c_1
c_{max}
c_1
Cercul cu centrul în M_0
β_2
β_1
h
2h
4,5 h
$\eta = \frac{M_{st}}{M_r}$ (calculat pentru cercul cu centrul în M_0)

Fig. 4.

Examinînd metodele expuse mai sus, ajungem la următoarea concluzie: exceptînd metoda din urmă (b_3), celelalte determină coeficientul de siguranță presupunînd că în interiorul taluzului, în realitate stabil în condițiile de încărcare acceptate în calcul, ar exista suprafețe pentru care este îndeplinită condiția de rupere (1) în orice punct. In consecință, în taluze stabile sub o încărcare dată, ar putea exista totuși suprafețe de rupere. Avînd în felul acesta a face cu o contradicție fundamentală: calculul se bazează pe două ipoteze care se exclud reciproc, — ipoteza că taluzul este stabil (coeficientul de siguranță minim este supraunitar), ipoteza că taluzul nu este stabil (în interiorul lui, chiar pentru suprafața pentru care determinăm coeficientul de siguranță supraunitar, sînt îndeplinite condițiile de rupere, deci suprafața respectivă este o suprafață de rupere).

S-ar putea obiecta că observația de mai sus este valabilă în cazul aplicării metodelor de calcul pentru proiectarea taluzului, deci în cazul cînd se determină un coeficient de siguranță supraunitar, dar nu mai este valabilă în cazul aplicării lor pentru studiul taluzelor care și-au pierdut stabilitatea, deci cînd s-ar determina un coeficient de siguranță minim subunitar. Totuși, observația rămîne în picioare și pentru acest caz, deoarece el presupune pentru suprafața de rupere pe care coeficientul de siguranță este subunitar, atinsă condiția:

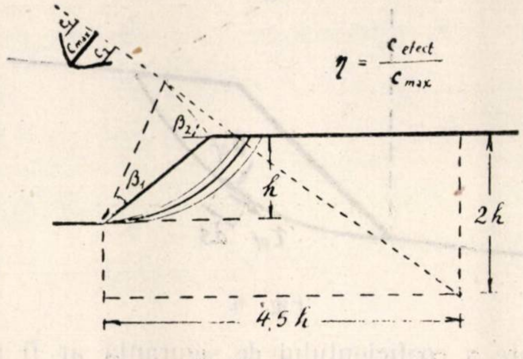


Fig. 5.

$$\tau > \sigma \operatorname{tg} \varphi + c. \qquad (8)$$

Condiția (8) este însă evident imposibil de atins.

Din considerentele expuse se desprinde o concluzie: coeficienții de siguranță determinați prin metodele a, b_1 și b_2 nu au un sens fizic; ei reprezintă o ficțiune, coeficienții convenționali admiși arbitrar pentru aprecierea stării de solicitări a masivului de pămînt.

Nu se poate spune același lucru despre coeficientul de siguranță determinat prin metoda b_3. In acest caz, ipotezele inițiale sînt respectate în mod consecvent. Intr-adevăr, se presupune la începutul calculului că forța de coeziune a pămîntului este mobilizată numai parțial; această situație poate avea un corespondent real în slăbirea din anumite motive (de exemplu din cauza creșterii umidității) a coeziunii pămîntului. In felul acesta se acceptă posibilitatea unei schimbări a condițiilor de lucru ale taluzului, schimbare care să facă posibilă trecerea lui din starea de echilibru stabil, în care se găsește în realitate, într-o stare de echilibru nestabil. Se determină valoarea maximă a coeziunii pentru care are loc ruperea și se compară valoarea obținută cu coeziunea efectivă a pămîntului. Corespondentul fizic al calculului matematic expus mai sus este următorul proces: datorită unor factori oarecare, coeziunea pămîntului este posibil să scadă pînă cînd ajunge la valoarea c_{max} determinată din calcul; în acest moment se produce ruperea taluzului, deci aplicarea condiției (1) de-a lungul suprafeței corespunzătoare lui c_{max} este îndreptățită. Insăși valoarea coeficientului de siguranță are un sens fizic bine determinat; ea ne indică cu cît poate scădea coeziunea reală, efectivă, a pămîntului pentru a se ajunge la o situație periculoasă pentru stabilitatea taluzului. Singurul lucru care s-ar putea obiecta acestui mod de determinare a coeficientului de siguranță ar fi numai faptul că el se referă la un caz particular de înrăutățire a condițiilor de lucru ale taluzului, mai greu de întîlnit în practică (de obicei, creșterea umidității pămîntului duce și la scăderea frecării lui interne, nu numai a coeziunii), deci, numai cînd influența inițială a frecării interne este foarte mică, de exemplu la argilele grase, obiecția cade.

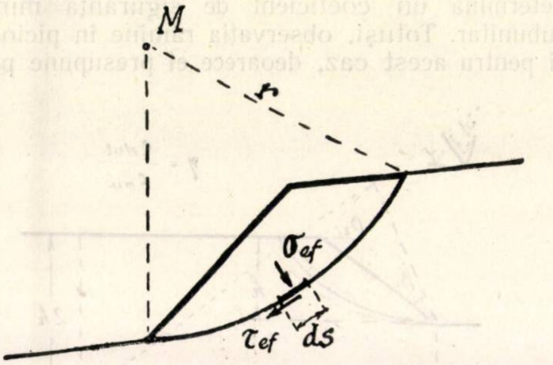


Fig. 6.

In lumina considerentelor expuse la începutul articolului, contradicția menționată mai sus este explicabilă; ea provine din aplicarea la calculul unui masiv de pămînt a unei metode de calcul la rupere, lăsînd neschimbate condițiile de lucru care, în realitate, nu periclitează stabilitatea taluzului. In momentul în care aplicarea metodei de calcul la rupere a fost însoțită de schimbarea uneia dintre condițiile respective de lucru, contradicția a fost înlăturată. Exemplul studiat în acest sens a reprezentat însă numai un caz particular de rupere posibilă a taluzului (prin scăderea coeziunii pămîntului). Cum poate fi înlăturată contradicția menționată într-un caz mai general?

Mergînd tot pe linia considerentelor expuse în introducerea articolului, se conturează două căi posibile pentru evitarea contradicției menționate:

— O primă cale o constituie determinarea coeficientului de siguranță în funcție de eforturile reale, efective, existente în interiorul masivului. In acest caz studiul trebuie efectuat cu aplicarea metodelor de calcul bazate pe ipoteza deformațiilor finite, de exemplu prin aplicarea teoriei elasticității. O dată stabilite eforturile reale din interiorul masivului, determinarea coeficientului de siguranță se poate face în mai multe feluri. De exemplu, se poate secționa taluzul prin suprafețe cilindrice circulare (fig. 6); se calculează eforturile normale și cele tangențiale în lungul acestei suprafețe, cum și eforturile de care este capabil pămîntul. Se determină coeficientul de siguranță ca fiind raportul dintre forța rezultantă a eforturilor pe care este capabil să le preia pămîntul și forța rezultantă a eforturilor tangențiale reale, efective; se caută dintre diferitele suprafețe de separație posibilă, care este suprafața căreia îi corespunde coeficientul minim. Acest coeficient este considerat drept coeficient de siguranță al taluzului. Deoarece determinarea rezultantei eforturilor presupune o sumare vectorială, se poate recurge la momentul eforturilor respective și la raportul dintre momentul forțelor reale, efective, și momentul forțelor pe care este capabil să le preia pămîntul. Formulele de calcul ar fi cele de mai jos:

$$\eta_{min} = \frac{\int \tau_{cap}\, d\bar{s}}{\int \tau_{ef}\, d\bar{s}} \text{ (sumare vectorială)}; \tag{9}$$

$$\eta_{min} = \frac{r\, x \int \tau_{cap}\, ds}{r\, x \int \tau_{ef}\, ds} = \frac{\int \tau_{cap}\, ds}{\int \tau_{ef}\, ds}. \tag{10}$$

Nu vom insista totuși asupra acestei căi de determinare a coeficientului de siguranță, dat fiind că operațiile de determinare a eforturilor efective în taluz prin teoria elasticității constituie o operație foarte greoaie, practic imposibil de aplicat ca o metodă curentă de calcul, iar sensul fizic al coeficientului astfel determinat nu este suficient de bine conturat. Posibilitatea respectivă prezintă, după părerea noastră, numai un interes teoretic.

O a doua cale posibilă de determinare a coeficientului de siguranță o constituie aplicarea metodelor de calcul la rupere, cu condiția însă ca să se aleagă unul din elementele care determină starea de încărcare a taluzului variabil. Admițînd pentru acest element diferite valori, putem determina prin una dintre metodele indicate mai sus, chiar dintre cele criticate (a, b_1, b_2 sau b_3) coeficienții de siguranță minimi. Vom stabili în felul acesta relația dintre mărimea elementului variabil și valoarea coeficientului de siguranță minim. Din relația dedusă, vom determina mărimea elementului variabil care corespunde coeficientului minim de siguranță egal cu unitatea. Mărimea astfel stabilită va constitui mărimea critică a elementului respectiv și care, comparată cu mărimea reală, efectivă, a elementului ne va permite și aprecierea gradului de stabilitate al taluzului.

Să explicităm propunerea făcută prin cîteva exemple.

Să presupunem că se dă taluzul din fig. 7. Se cere să se calculeze coeficientul de siguranță în raport cu o creștere posibilă a încărcării care acționează pe creasta taluzului. Pentru aceasta, vom proceda în modul următor: calculăm coeficienții minimi de siguranță pentru diferite încărcări pe creasta taluzului (calculul a fost făcut presupunînd că ruperea se produce după o suprafață plană conform metodei *a*. S-a ales această cale exclusiv pentru că ea a părut mai comodă. Raționamentul este însă just, indiferent ce tip de suprafață de rupere și ce mod de determinare a coeficientului de siguranță s-ar fi adoptat). Din calcule rezultă graficele din fig 8. Cu ajutorul lor se determină valoarea încărcării care ar duce la un coeficient de siguranță egal cu unitatea, deci a încărcării critice. Comparînd încărcarea critică astfel dedusă cu încărcarea reală, efectivă, care acționează asupra taluzului, putem aprecia gradul de siguranță.

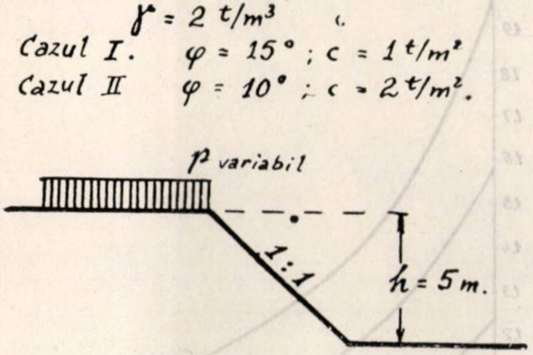


Fig. 7.

Prin acest mod de calcul este înlăturată contradicția semnalată la celelalte metode; ea se manifestă pentru toate suprafețele de separație duse prin taluz și cu ajutorul cărora au fost deduse valorile lui η, exceptînd una singură: suprafața căreia îi corespunde coeficientul η egal cu unitatea. Pentru această suprafață coeficientul η fiind egal cu unitatea, ruperea se produce în mod efectiv, deci utilizarea în calcul a condiției de rupere (1) este justificată.

Aprecierea gradului de siguranță pe calea indicată mai sus are un corespondent fizic foarte bine determinat. Intr'adevăr, ea se face prin compararea unei încărcări reale, efective, cu o încărcare limită care, în mod efectiv, în momentul în care ar fi atinsă, ar duce la pierderea stabilității taluzului. Astfel, în cazul exemplului tratat, rezultatul calculului indică în mod clar: dacă pămîntul are caracteristicile $\varphi = 15^0$, $c = 1$ t/m², el poate fi încărcat pînă la 10,8 kg/cm²; dacă are caracteristicile $\varphi = 10^0$, $c = 2$ t/m², el poate fi încărcat pînă la 5,2 kg/cm². Atingerea sau depășirea acestor încărcări critice duce la pierderea stabilității taluzului.

Un alt exemplu. Se dă taluzul din fig. 9. Se pune întrebarea care ar fi panta maximă pentru care taluzul continuă să se mențină stabil. Calculul a fost condus după același principiu ca în exemplul precedent. S-au păstrat constante toate datele taluzului (caracteristicile pămîntului, înălțimea taluzului) exceptînd panta lui. S-a dedus, pentru diferite pante (1 : m), valoarea coeficientului minim de siguranță (de data aceasta, calculele s-au făcut în ipoteza unor suprafețe de rupere circular-cilindrice, utilizîndu-se coeficienții din tabela calculată de N. M. Goldstein și reprodusă în „Mecanica pămînturilor“ a lui N. A. Țîtovici). S-a trasat graficul $\eta = f\ (1 : m)$ (fig. 9). Calculele au fost făcute pentru mai multe tipuri de pămînturi, cu același coeficient de frecare interioară, dar cu coeziuni diferite. Pe graficul respectiv s-a determinat mărimea pantei critice, respectiv

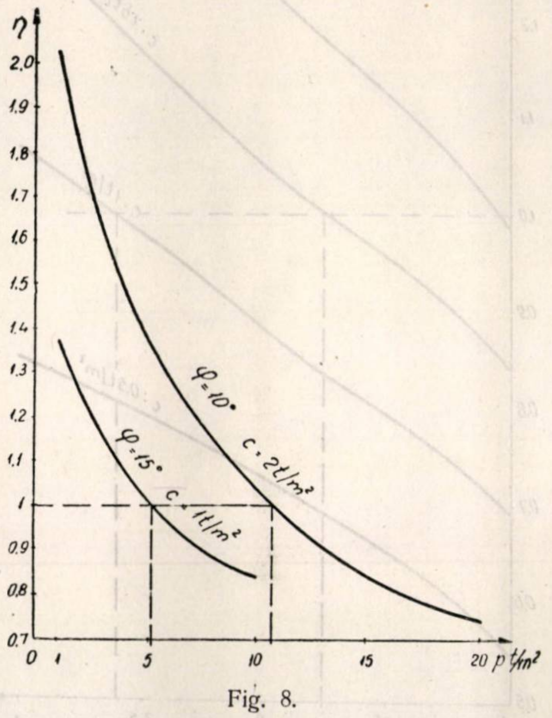


Fig. 8.

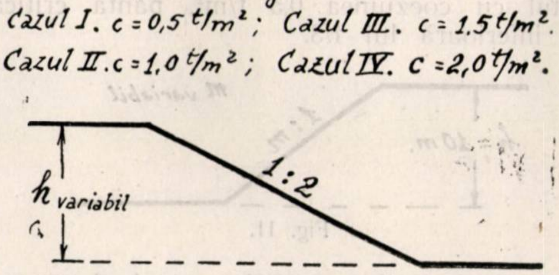

φ = 10° ; γ = 2,0 t/m³.
Cazul I. c = 0,5 t/m² ; Cazul III. c = 1.5 t/m².
Cazul II. c = 1,0 t/m² ; Cazul IV. c = 2,0 t/m².
1:2
h variabil

Fig. 9.

a pantei corespunzătoare coeficientului de siguranță egal cu unitatea. După cum rezultă din grafic (fig. 10), pentru pămîntul cu coeziunea

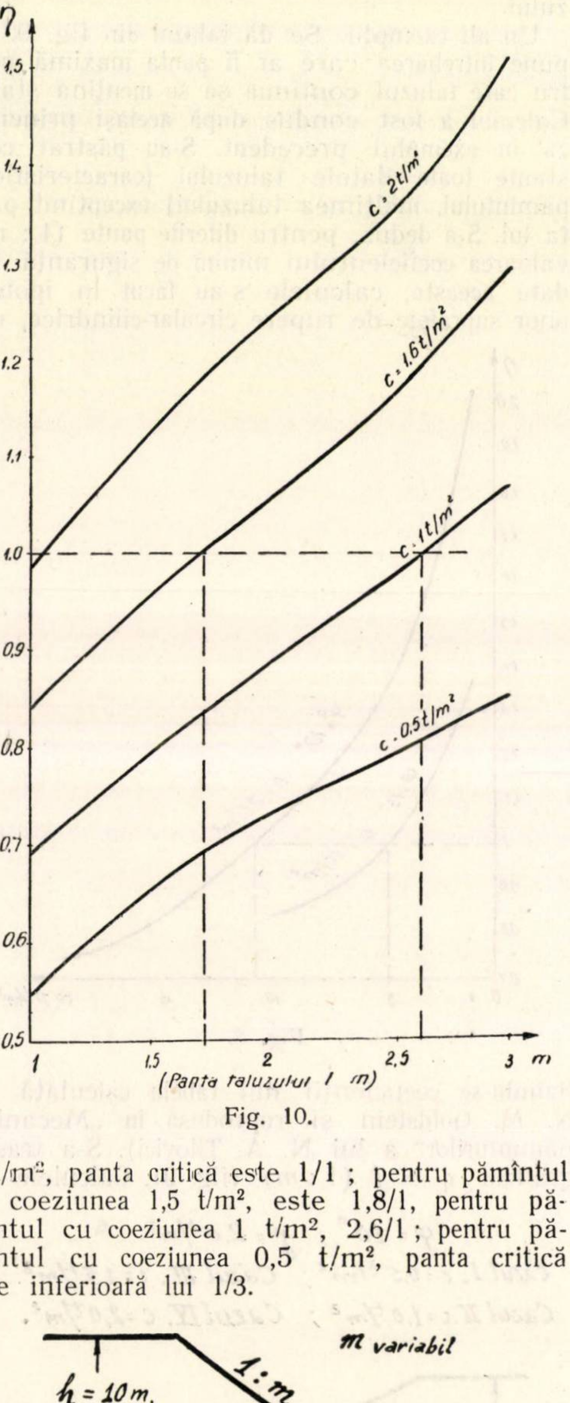


Fig. 10.

2 t/m², panta critică este 1/1 ; pentru pămîntul cu coeziunea 1,5 t/m², este 1,8/1, pentru pămîntul cu coeziunea 1 t/m², 2,6/1 ; pentru pămîntul cu coeziunea 0,5 t/m², panta critică este inferioară lui 1/3.

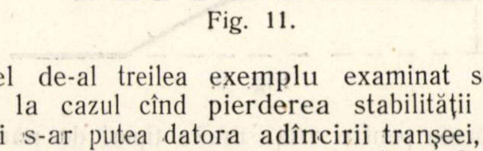


Fig. 11.

Cel de-al treilea exemplu examinat se referă la cazul cînd pierderea stabilității taluzului s-ar putea datora adîncirii tranșeei, celelalte elemente rămînînd neschimbate. Calculul s-a făcut pentru taluzul indicat în fig. 11. S-a aplicat același principiu de calcul ca la exemplele precedente, s-au utilizat aceleași tabele ca în exemplul cu panta variabilă. De această dată elementul variabil a fost însă înălțimea h a taluzului. Rezultatele calculelor sînt cuprinse în graficul din fig. 12. Din grafic rezultă că înălțimea critică, corespunzătoare coeficientul de siguranță egal cu unitatea, este de 7,7 m, pentru pămîntul cu coeziunea 1 t/m² ; de 11,5 m, pentru pămîntul cu coeziunea 1,5 t/m² ; pentru pămîntul cu coeziunea 0,5 t/m², înălțimea critică este mai mică decît 5,0 m, iar pentru cel cu coeziunea 2 t/m², mai mare decît 15 m.

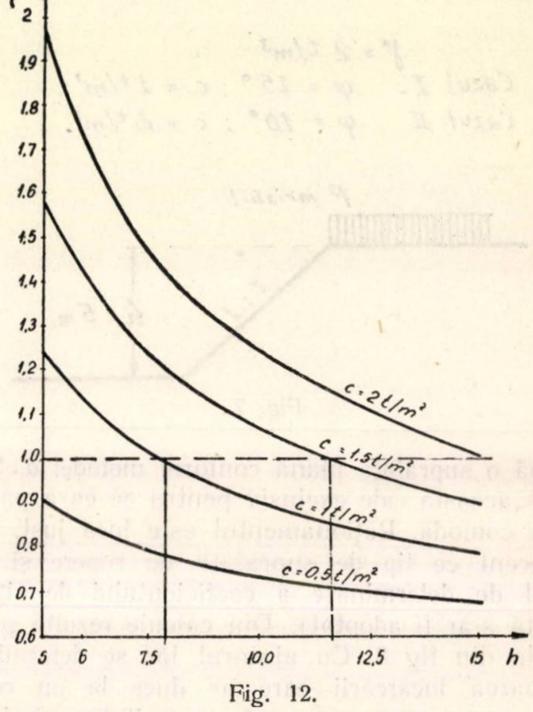


Fig. 12.

Concluzii

1. Determinarea coeficientului de siguranță în calculul stabilității taluzelor cu metoda suprafețelor plane sau circular-cilindrice de lunecare, ca un raport între forțele de stabilitate și cele de rupere, sau între momentele de stabilitate și cele de rupere, nu este justificată din punct de vedere teoretic. Calculele respective pornesc de la două ipoteze contradictorii : pe de o parte condițiile de lucru (înălțimea, panta, încărcarea etc.), pentru care se efectuează calculul, corespund unei stări de echilibru stabil a taluzului pe de altă parte, se admite existența în interiorul taluzului a unei suprafețe de-a lungul căreia starea de eforturi satisface condiția de rupere a pămîntului, deci suprafața respectivă constituie o suprafață de lunecare. Din această cauză coeficientul de siguranță astfel determinat constituie o mărime fictivă, convențională, fără un corespondent fizic.

2. Contradicţia menţionată se datoreşte aplicării unei metode de calcul la rupere, menţinînd neschimbate condiţiile de lucru în care taluzul se găseşte în stare de echilibru stabil. Pentru înlăturarea contradicţiei ar trebui admis în calcul ca cel puţin unul dintre elementele care condiţionează starea de eforturi în taluz să fie variabil. In acest mod, devine posibilă pierderea stabilităţii taluzului, şi aplicarea metodei de calcul la rupere este justificată.

In particular, determinarea coeficientului de siguranţă ca raportul dintre coeziunea reală a pămîntului şi coeziunea maximă pentru care se produce lunecarea, aplicată tot în cadrul metodelor menţionate la punctul 1, este justificată din punct de vedere teoretic. Ea corespunde posibilităţii de pierdere a stabilităţii taluzului prin scăderea coeziunii pămîntului; coeziunea maximă dedusă din calcul se referă la o suprafaţă care este în mod efectiv o suprafaţă de lunecare, deci, permite aplicarea calculului la rupere.

3. Există mai multe elemente care determină starea de eforturi în interiorul taluzului (înălţimea, panta lui, încărcarea etc.). Variaţia fiecăruia dintre aceste elemente poate duce la pierderea stabilităţii taluzului. De aceea va trebui să determinăm nu un singur coeficient de siguranţă, ci mai mulţi, cîte unul pentru fiecare element a cărui variaţie posibilă ar duce la pierderea stabilităţii taluzului.

4. Pentru aprecierea gradului de stabilitate al taluzelor se propune următoarea metodă:

a) se precizează elementul care va fi admis ca variabil şi în raport cu care se calculează coeficientul de siguranţă;

b) se calculează, cu ajutorul uneia dintre metodele menţionate la punctul 1, relaţia dintre variaţia elementului respectiv şi coeficientul minim de siguranţă;

c) din relaţia stabilită la punctul b se determină valoarea elementului variabil care corespunde coeficientului de siguranţă egal cu unitatea.

Valoarea determinată reprezintă valoarea critică a elementului respectiv (înălţimea critică a taluzului, panta critică, încărcarea critică etc.), care provoacă pierderea stabilităţii taluzului.

Modul de determinare a valorii critice este justificat din punct de vedere teoretic, deoarece, pentru coeficientul de siguranţă egal cu unitatea, şi numai pentru el, dezvoltarea unei suprafeţe de lunecare în interiorul masivului de pămînt este posibilă, deci metoda de calcul la rupere devine aplicabilă.

5. Aprecierea gradului de stabilitate al taluzului se face comparînd mărimea elementului pentru care s-a făcut calculul, admisă pentru taluzul proiectat (înălţimea reală a taluzului, panta lui, încărcarea etc.), cu mărimea critică rezultată din calcul.

Metoda de calcul al racordării biefurilor în regim de fund*)

Conf. cand. şt. tehn. **M. Kahan** şi ing. **C. Iamandi**

In domeniul racordării biefurilor în regim de fund există în literatura tehnică de specialitate o serie numeroasă de lucrări valoroase, dintre care astăzi se utilizează în mod curent cele ale lui N. N. Pavlovski, M. D. Certauasov, A. N. Rahmanov, A. A. Ughincius, I. I. Agroskin şi alţii.

Atenţia care s-a acordat acestei probleme a condus la un stadiu de cercetare la care se poate considera problema rezolvată. Fenomenele fizico-mecanice care au loc sînt cunoscute şi cuprinse în calcule în mod satisfăcător. Diferitele lucrări care mai apar din cînd în cînd în acest domeniu cuprind mai totdeauna forme noi ale metodelor de calcul deja cunoscute.

In articolul de faţă, urmînd îndemnul şi ideea conf. E. D. Kadomski, încercăm să sintetizăm într-o formă grafică o metodă rapidă şi intuitivă pentru calculul racordării biefurilor în regim de fund în cazul problemei plane. Metoda prezintă, faţă de altele existente, în primul rînd un avantaj în ce priveşte rapiditatea calculului şi, în al doilea rînd, permite o orientare mai sigură în găsirea soluţiilor optime.

Lucrarea interesează pe inginerii proiectanţi şi cercetători din laboratoarele hidrotehnice. Ea poate fi, de asemenea, utilizată cu succes şi în institutele de învăţămînt superior.

In cadrul articolului s-au utilizat notaţiile din fig. 1, 2, 3 şi 4, şi cele din tabela ce urmează:

q — debitul unitar;

E_J — energia specifică a curentului în bieful amonte raportată la cota fundului disipatorului de energie;

H_0 — sarcina de apă la creasta deversorului inclusiv sarcina cinetică;

---

*) Prezenta lucrare are la bază propunerea lui E. D. Kadomski, conf. la Institutul Politehnic din Leningrad.

p_0 — înălţimea zidului disipator;
d_0 — adîncimea pragului disipator;
h_c — adîncimea în secţiunea strangulată;
t — adîncimea curentului în bieful aval;
t_2 — adîncimea conjugată adîncimii curentului în bieful aval;
h_{cr} — adîncimea critică;
h_1 — adîncimea conjugată minimă a saltului;
h_2 — adîncimea conjugată maximă a saltului;
φ — coeficientul de viteză;
ω — secţiunea vie a curentului;
y — distanţa de la centrul de greutate al secţiunii pînă la suprafaţa liberă;
α — coeficient de neuniformitate al vitezei.

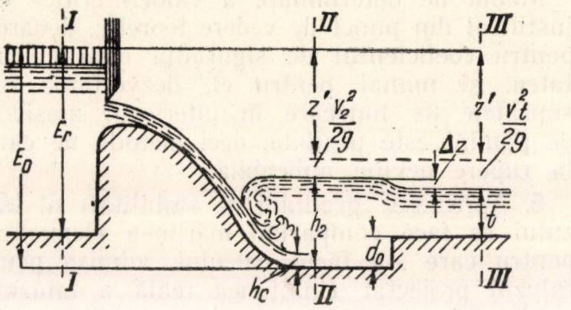


Fig. 1

În calcule s-au utilizat cele două relaţii cunoscute în practica hidrotehnică, şi anume:

a) relaţia pentru determinarea adîncimii curentului în secţiunea strangulată:

$$E_0 = h_c + \frac{\alpha Q^2}{2\,g\,\varphi^2\,\omega_c^2}\,; \tag{1}$$

b) relaţia pentru determinarea adîncimilor conjugate:

$$\frac{\alpha Q^2}{g\,\omega_2} + y_2\,\omega_2 = \frac{\alpha Q^2}{g\,\omega_1} + y_1\,\omega_1\,. \tag{2}$$

Dacă în relaţia (2) se înlocuieşte $y_1 = h_c$ şi $y_2 = h_2$, după o serie de transformări se capătă valoarea lui h_2 în funcţie de h_c pentru problema plană sub forma:

$$h_2 = \frac{h_c}{2}\left[\sqrt{1 + \frac{8\,\alpha\,q^2}{g h_c^3}} - 1\right]. \tag{2'}$$

În practica inginerească, relaţiile de calcul (1) şi (2′) se rezolvă pe cale analitică sau grafică, utilizînd pentru comoditatea calculului raportarea valorilor h_c şi h_2 fie la întreaga energie specifică amonte E_o a curentului, fie la adîncimea lui critică h_{cr}.

În lucrarea de faţă se utilizează raportarea acestei valori la debitul specific, obţinînd astfel expresii matematice mai simple. Acest mod de calcul a fost introdus de către L. S. Başkirova în lucrarea sa „Calculul hidraulic al biefului aval al construcţiilor hidrotehnice". Astfel, printr-o serie de transformări, din relaţiile (1) şi (2') se obţin relaţiile de calcul:

$$\frac{E_0}{q^{2/3}} = \frac{h_c}{q^{2/3}} + \frac{\alpha}{2g\varphi^2\left(\frac{h_c}{g^{2/3}}\right)^2} = f_1\left(\frac{h_c}{q^{2/3}}\right) \tag{3}$$

şi

$$\frac{h_c}{q^{2/3}} = 0{,}5\,\frac{1}{\frac{q^{2/3}}{h_c}}\left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha}{g}\left(\frac{q^{2/3}}{h_2}\right)^3} - 1\right] = f_2\left(\frac{q^{2/3}}{h_2}\right) \tag{4}$$

a. Pentru calculul adîncimii pragului disipator relaţiile (3) şi (4) suferă o serie de transformării (v. fig. 4). Se are în vedere, în primul rînd, relaţia (5) care rezultă cu uşurinţă din fig. 1:

$$E_0 = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + z'. \tag{5}$$

Din (5), printr-o serie de transformări, se obţine:

$$\frac{z'}{q^{2/3}} = \frac{1}{\frac{q^{2/3}}{E_0}} - \left[\frac{h_2}{q^{2/3}} + \frac{1}{2g\left(\frac{h_2}{q^{2/3}}\right)^2}\right] \tag{6}$$

Se notează expresia din paranteză cu η şi se obţine

$$\frac{h_2}{q^{2/3}} + \frac{1}{2g\left(\frac{h_2}{q^{2/3}}\right)^2} = \eta. \tag{7}$$

Dacă se ţine seamă de faptul că $\frac{q^{2/3}}{E_0}$ este o funcţie de $\frac{h_2}{q^{2/3}}$, din (6) se obţine:

$$\frac{z'}{q^{2/3}} = \frac{1}{\frac{q^{2/3}}{E_0}} - \eta = f'(\eta). \tag{8}$$

În acelaşi timp, dacă se neglijează căderea care are loc la ieşirea peste prag Δz (fig. 1), rezultă:

$$\frac{z'}{q^{2/3}} = \frac{1}{\frac{q^{2/3}}{E_r}} - \left[\frac{t}{q^{2/3}} + \frac{1}{2g\left(\frac{t}{q^{2/3}}\right)^2}\right]. \tag{9}$$

Se notează expresia din paranteză cu η şi se obţine:

$$\frac{t}{q^{2/3}} + \frac{1}{2g\left(\frac{t}{q^{2/3}}\right)^2} = \eta_t\,. \tag{10}$$

Dacă se ţine seamă de faptul că $\frac{q^{2/3}}{E_r}$ este o funcţie de $\frac{t}{q^{2/3}}$, din (9) se obţine:

$$\frac{z'}{q^{2/3}} = \frac{1}{\frac{q^{2/3}}{E_r}} - \eta_t = f''(\eta_t) \cdot \tag{11}$$

Din (8) şi (11) rezultă adîncimea pragului disipator raportată la $q^{2/3}$.

$$\frac{d_0}{q^{2/3}} = \frac{E_0 - E_r}{q^{2/3}} = \eta - \eta_t, \tag{12}$$

de unde:

$$d_0 = q^{2/3}(\eta - \eta_t) \cdot \tag{13}$$

Din cele de mai sus rezultă următoarea desfăşurare a calculului adîncimii pragului disipator:

1) se calculează valoarea $\frac{t}{q^{2/3}}$;

2) se calculează valoarea $\frac{1}{2g\left(\frac{t}{q^{2/3}}\right)^2}$ şi

$$\eta_t = \frac{t}{q^{2/3}} + \frac{1}{2g\left(\frac{t}{q^{2/3}}\right)^2};$$

3) se calculează valoarea $\frac{z'}{q^{2/3}} = \frac{E_r}{q^{2/3}} - \eta_t$;

4) se calculează valoarea η corespunzătoare valorii $\frac{z'}{q^{2/3}}$ determinate la punctul 3;

5) se calculează valoarea adîncimii pragului disipator cu ajutorul relaţiei

$$d_0 = q^{2/3}(\eta - \eta_t) \cdot$$

Se observă că, în cazurile în care $\eta - \eta_t \leq 0$, adică atunci cînd $\eta < \eta_t$, se realizează înecarea saltului în condiţiile naturale fără să mai fie nevoie de condiţii speciale.

b. Pentru calculul înălţimii zidului disipator se porneşte de la ideea că înălţimea zidului p_0 trebuie să creeze la limită, în amonte de el, o înălţime de apă egală cu h_2 conjugată cu h_c (fig. 2).

Rezultă deci relaţia:

$$p_0 = h_2 - H_0 + \frac{v_2^2}{2g} =$$

$$= h_2 - \frac{q^{2/3}}{\sigma_n^{2/3}(m\sqrt{2g})^{2/3}} + \frac{q^2}{2g\,h_2^2}, \tag{14}$$

în care σ_n este coeficientul de înecare corespunzător scurgerii peste zidul disipator, iar m — coeficientul de debit al aceluiaşi zid.

Din (14), rezultă:

$$\frac{p_0}{q^{2/3}} = \frac{h_2}{q^{2/3}} - \frac{q^{2/3}}{(m\sqrt{2g})^{2/3}\sigma_n^{2/3}q^{2/3}} + \frac{q^2}{2g\,h_2^2\,q^{2/3}} \tag{15}$$

sau, dacă se notează $(m\sqrt{2g})^{2/3} = a$, care este valoarea constantă pentru un anumit tip de zid disipator, se capătă

$$\frac{p_0}{q^{2/3}} = \frac{h_2}{q^{2/3}} + \frac{1}{2g\left(\frac{h_2}{q^{2/3}}\right)^2} - \frac{1}{a\sigma_n^{2/3}} = \eta - \frac{1}{a\sigma_n^{2/3}} \cdot \tag{16}$$

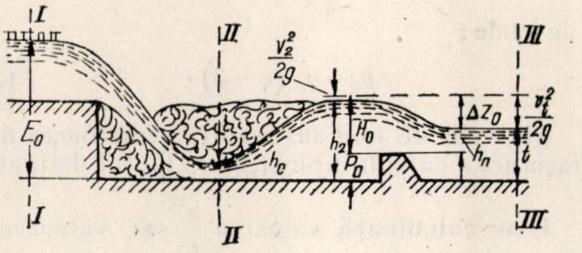


Fig. 2.

Pentru a elimina necesitatea de a rezolva relaţia (16) prin încercări—avînd în vedere că $\sigma_n = f(p_0)$—se fac o serie de consideraţii pentru a exprima valoarea $\frac{1}{a\sigma_n^{2/3}}$ în funcţie de parametrii cunoscuţi.

Din fig. 2 rezultă că:

$$\Delta z_0 = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} - t$$

sau

$$\frac{\Delta z_0}{H_0} = \frac{h_2}{H_0} + \frac{q^2}{2g\,h_2^2\,H_0} - \frac{t}{H_0} \cdot \tag{17}$$

Dacă se are în vedere faptul că $H_0 = \frac{q^{2/3}}{a\sigma_n^{2/3}}$, din relaţia (17) rezultă:

$$\frac{\Delta z_0}{H_0} = \frac{h_2}{q^{2/3}}a\sigma_n^{2/3} + \frac{q^2 a\sigma_n^{2/3}}{2g\,h_2^2 q^{2/3}} - \frac{t}{q^{2/3}}a\sigma_n^{2/3} =$$

$$= \frac{h_2}{q^{2/3}}a\sigma_n^{2/3} + \frac{1}{2g\left(\frac{h_2}{q^{2/3}}\right)^2}a\sigma_n^{2/3} - \frac{t}{q^{2/3}}a\sigma_n^{2/3} =$$

$$= a\sigma_n^{2/3}\left(\eta - \frac{t}{q^{2/3}}\right) = a\sigma_n^{2/3}\eta', \tag{18}$$

în care $\eta' = \eta - \frac{t}{q^{2/3}}$.

Dacă se notează

$$\beta = \frac{1}{a\sigma_n^{2/3}}, \tag{19}$$

din (18) se obţine

$$\eta' = \beta\left(\frac{\Delta z_0}{H_0}\right) \cdot \tag{20}$$

Pentru calculul valorilor η' şi β corespunzătoare se pot utiliza rezultatele lui L. S. Başkirova care dau $\sigma_n = f\left(\frac{\Delta z_0}{H_0}\right)$.

Valorile β şi η' se calculează pentru diferite valori ale coeficientului de debit m variind de la 0,36 la 0,48.

Cu valorile β astfel obţinute se poate calcula înălţimea zidului disipator cu ajutorul relaţiei (16):

$$\frac{p_0}{q^{2/3}} = \eta - \beta,$$

de unde:

$$p_0 = q^{2/3}(\eta - \beta). \tag{21}$$

Din cele de mai sus rezultă următoarea desfăşurare a calculului înălţimii zidului disipator:

1) se calculează valoarea $\frac{q^{2/3}}{E_0}$ şi valoarea η corespunzătoare;

2) se calculează valoarea $\frac{t}{q^{2/3}}$ şi valoarea $\eta' = \eta - \frac{t}{q^{2/3}}$;

3) se calculează valoarea β — corespunzătoare valorii η' de mai sus şi coeficientului de debit m al tipului de zid disipator ales;

4) se calculează înălţimea zidului disipator cu relaţia

$$p_0 = q^{2/3}(\eta - \beta).$$

În cazul în care scurgerea în avalul zidului disipator astfel calculată se dovedeşte a fi neînecată, se poate obţine înecarea acesteia pe două căi, realizînd astfel tipurile c şi d de conjugări.

c. Scurgerea se poate obţine înecată pe calea construcţiei unui al doilea zid disipator în aval de primul (fig. 3).

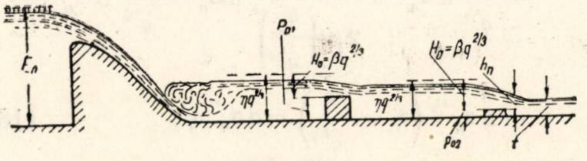


Fig. 3.

Pentru dimensionarea acestuia se are în vedere că energia totală în amonte de primul zid se poate exprima sub forma:

$$E_0 = p_0 + H_0 = p_0 + \beta q^{2/3}$$

şi

$$E_0 = h_2 + \frac{v_2^2}{2g}. \tag{22}$$

Din (22) rezultă:

$$\frac{E_0}{q^{2/3}} = \frac{p_0}{q^{2/3}} + \beta = \frac{h_2}{q^{2/3}} + \frac{1}{2g\left(\frac{h_2}{q^{2/3}}\right)^2} = \eta. \tag{23}$$

Cu această nouă valoare se reia calculul în mod analog ca şi pentru determinarea înălţimii primului zid. Calculul se repetă pînă în momentul în care se obţine un zid disipator la care

$$\frac{h_2}{q^{2/3}} < \frac{t}{q^{2/3}},$$

în care caz scurgerea este înecată în aval de ultimul zid disipator.

d. Scurgerea se poate obţine înecată prin realizarea simultană a unui zid şi a unui prag disipator (fig. 4).

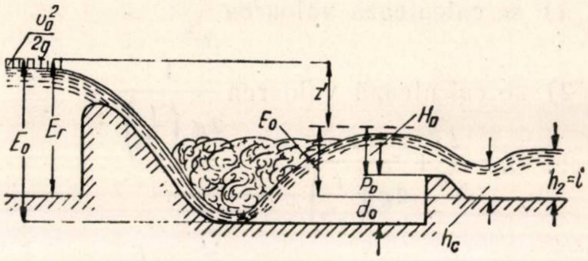


Fig. 4.

In acest caz, se calculează zidul disipator în condiţiile înecării în aval la limită — cu adîncimea t a curentului de apă în condiţii naturale, conform celor de la punctul b, şi se calculează adîncimea pragului disipator astfel, încît să se obţină adîncimea h_2 conjugată lui h_c necesară înecării scurgerii, conform celor de la punctul a.

Pentru a putea realiza dimensionarea celor patru cazuri prezentate mai sus, pe cale grafică, s-a alcătuit graficul din fig. 5.

Cu ajutorul relaţiilor (3) şi (4), în care coeficientul α se consideră în mod obişnuit egal cu unitatea, s-au calculat valorile $\frac{h_c}{q^{2/3}}$ şi $\frac{E_0}{q^{2/3}}$ corespunzătoare lui $\frac{h_2}{q^{2/3}}$, pentru valori ale coeficientului de viteză φ cuprinse între 0,8 şi 0,1. Valorile corespunzătoare sînt trecute în grafic sub forma curbelor: $\frac{h_c}{q^{2/3}}$ curba C, $\frac{E_0}{q^{2/3}}$ curbele A, $\frac{h_2}{q^{2/3}}$ curba D.

Valorile $\frac{h_2}{q^{2/3}}$ sînt trecute în abscisă de la dreapta la stînga, iar pe ordonată de la origine în jos, astfel încît se poate intra în grafic atît pe orizontală, cît şi pe verticală.

Valorile $\frac{h_c}{q^{2/3}}$ sînt trecute de la curba *D* pe verticală în sus.

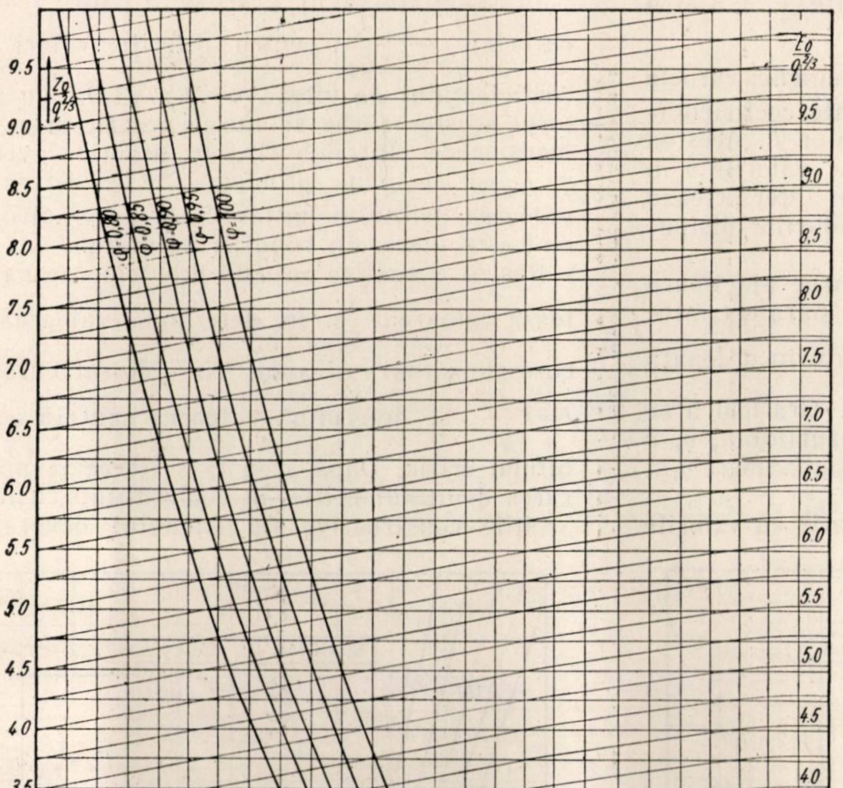


Fig. 5
Valorile coeficientului de viteză din figură se vor citi în ordine inversă, adică în loc de φ = 0,8—1,0 se va considera 1,0—0,8.

Graficul este limitat de valorile $h_c = h_2 = h_{cr}$ şi de valorile practice care se întîlnesc în natură. Pe grafic sînt trecute de asemenea valorile termenului cinetic raportate la $q^{2/3}$, adică:

$$\frac{v_2^2}{2g}\frac{1}{q^{2/3}} = \frac{1}{2g\left(\frac{h_2}{q^{2/3}}\right)^2}.$$

Aceste valori sînt trecute de la curba h_2 pe verticală în jos—curba *E*, şi de la abscisă în sus—curba *B*. Valorile $\frac{E_0}{q^{2/3}}$ au fost trecute pe grafic de la curba E^* în sus, obținînd astfel curbele A. Segmentele pe verticală cuprinse între abscisă și curbele A corespund valorilor $\frac{Z_0}{q^{2/3}}$, iar cele cuprinse între curbele A și B corespund valorilor $\frac{Z'}{q^{2/3}}$ (conform fig. 1, 2, 3 și 4 și notațiilor menționate).

Pe graficul 5 sînt trecute de asemenea curbele $\beta = f(\eta')$ pentru diferite valori ale coeficientului de debit m sub forma curbelor F. Acestea au în ordonată valorile η', iar valorile β în abscisă. Curba punctată, care intersectează curbele F, limitează zonele zidurilor disipatoare, înecate și neînecate.

Pe grafic sînt trasate drept curbe ajutătoare în calcul de tip b — curbele E paralele între ele. Valorile $\frac{h_2}{q^{2/3}}$ și $\frac{p_0}{q^{2/3}}$ sînt trecute în ordonată pe partea stîngă a graficului. Graficul 5 se utilizează pentru rezolvarea cazurilor a, b, c și d conform schemelor corespunzătoare 6,a, 6,b, 6,c și 6,d.

Pentru a putea intra în grafic cu valorile $\frac{X}{q^{2/3}}$ s-a alcătuit un grafic ajutător reprezentat în fig. 7 a și 7b, care dau valorile $\frac{X}{q^{2/3}}$ pentru diferite valori practice ale lui X și q.

În completare, în graficul 8 sînt trasate curbele $\frac{t}{q^{2/3}} = f\left(\frac{t}{E_0}\right)$ pentru diferite valori ale coeficientului de viteză $\varphi = 0{,}8..., 1{,}0$. Cu ajutorul acestor curbe se începe practic orice dimensionare. Într-adevăr, în practică avem t și E_0 și se pune problema de a determina valoarea debitului unitar de la care saltul nu mai este înecat în condiții naturale.

Pentru a realiza această problemă se calculează valoarea $\frac{t}{E_0}$, se determină valoarea $\frac{t}{q^{2/3}}$ corespunzătoare și apoi, cu ajutorul curbelor $t = f\frac{t}{q^{2/3}}$, se determină valoarea căutată a debitului critic. După aceasta se trece la majorarea debitului critic, în conformitate cu necesitățile constructive ale frontului deversant

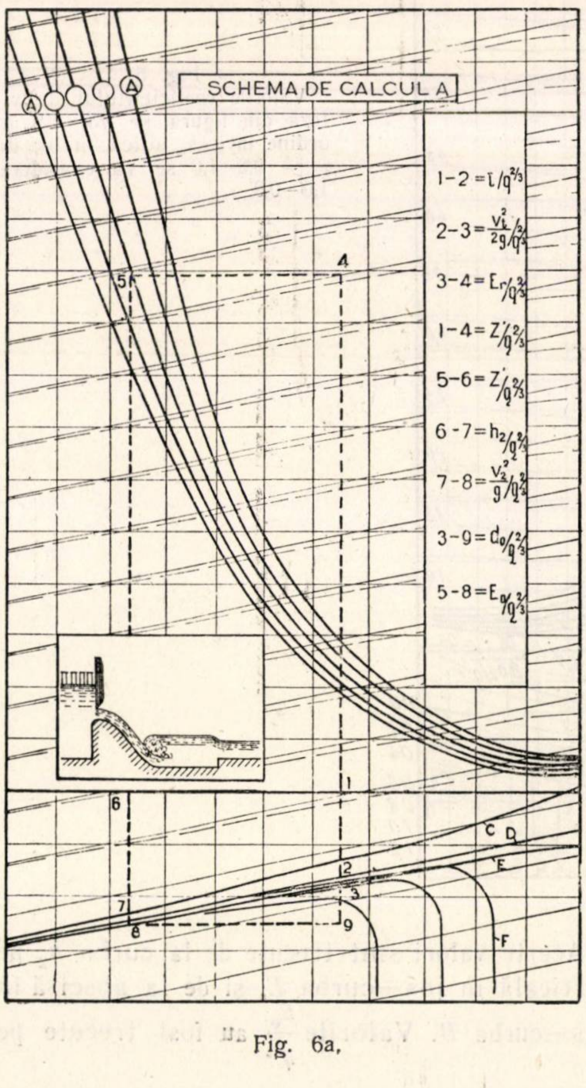


Fig. 6a.

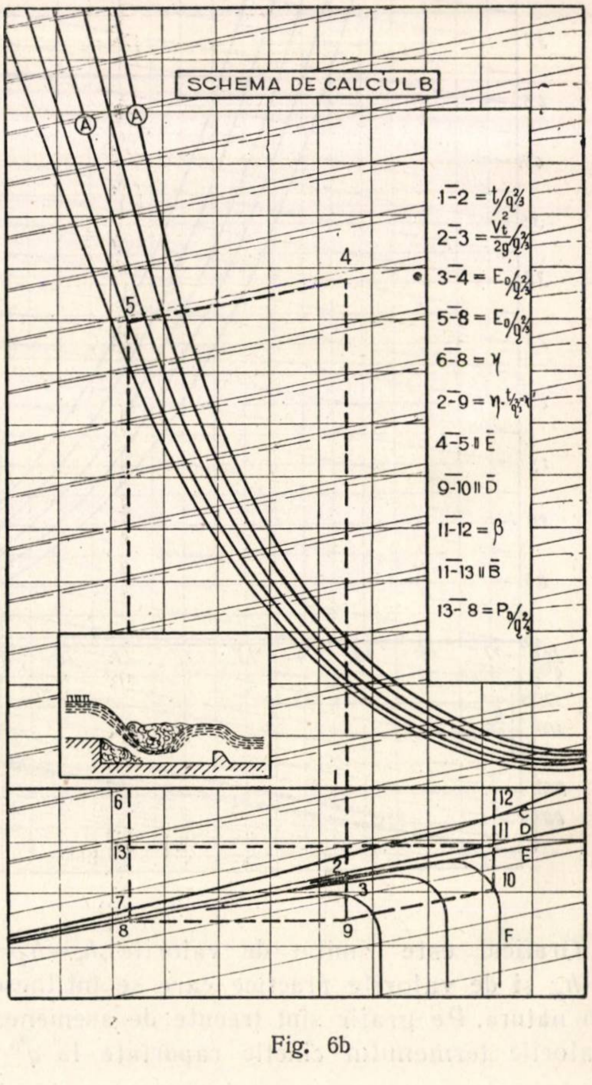


Fig. 6b

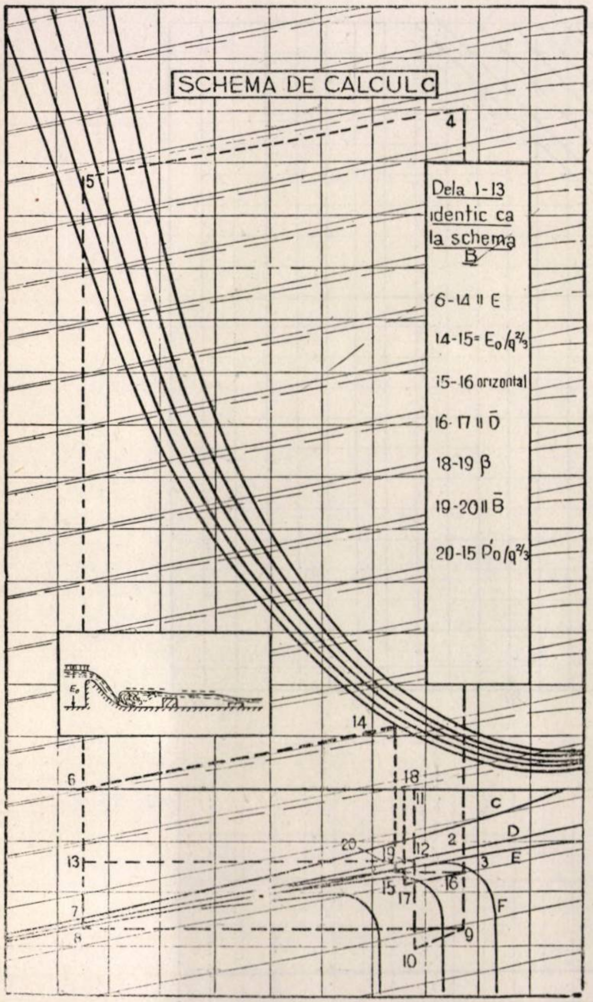


Fig. 6c.

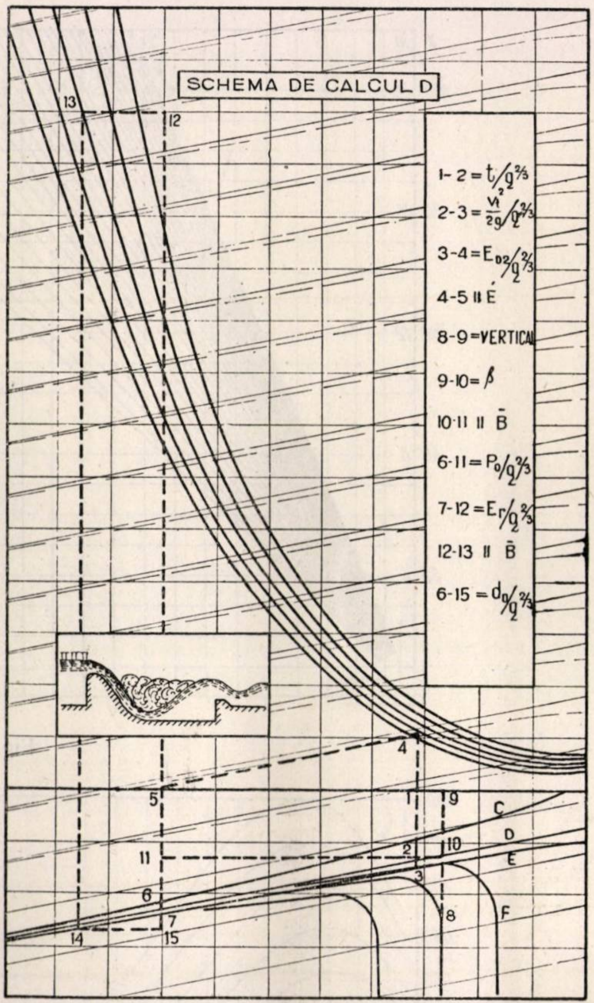


Fig. 6d.

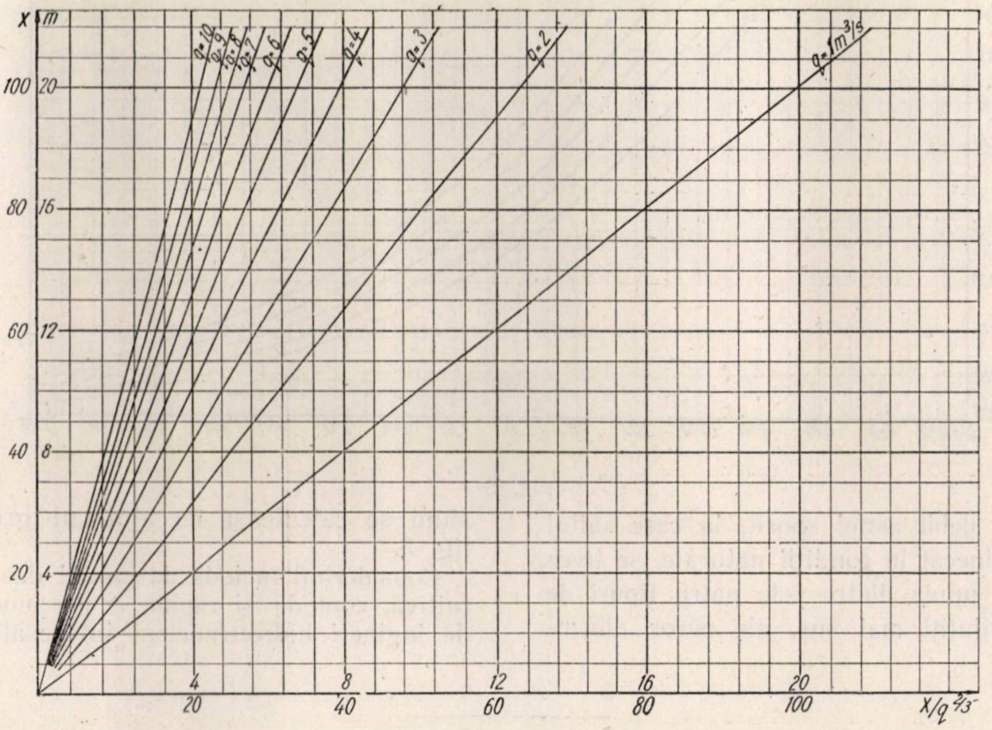


Fig. 7a.

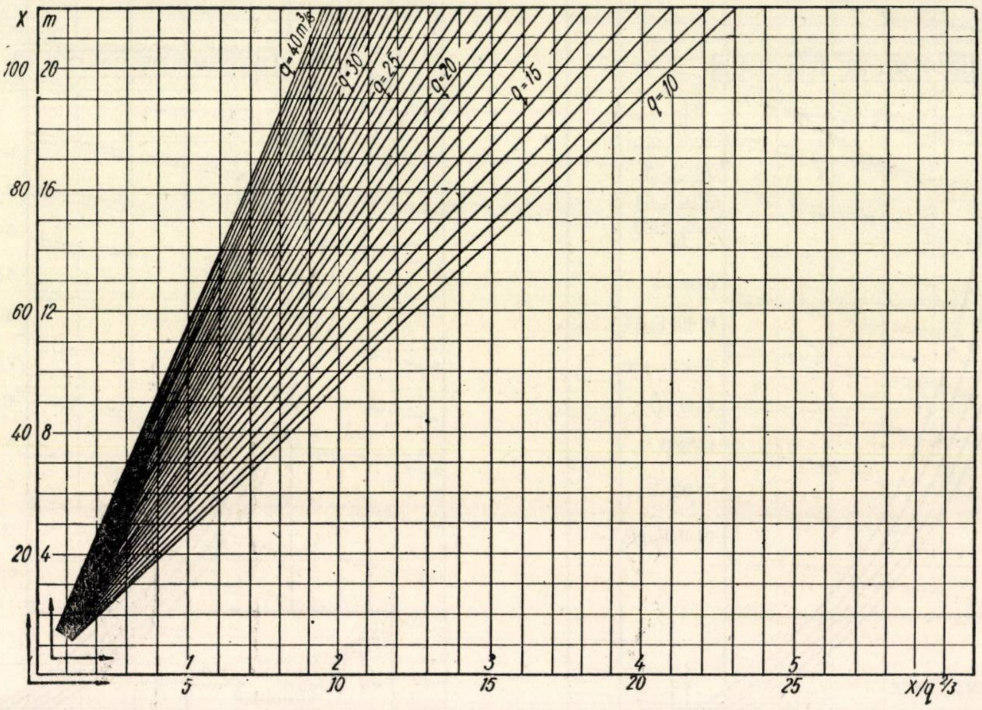


Fig. 7b

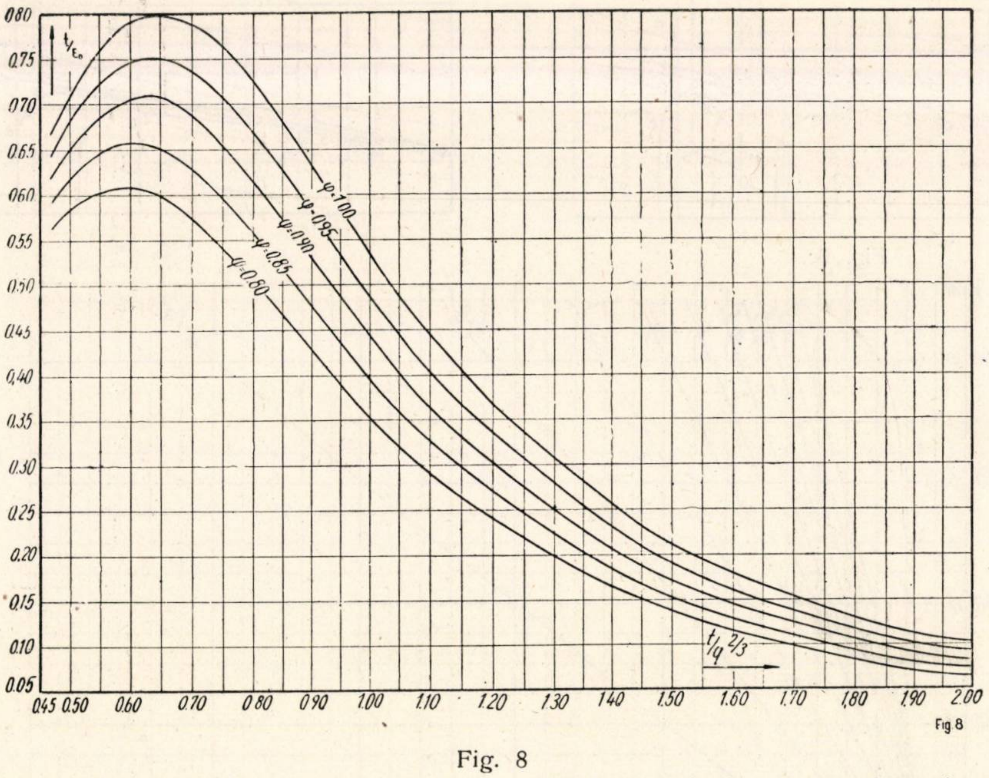


Fig. 8

Pentru acest debit astfel sporit, la care saltul nu mai este înecat în condiţii naturale, se trece la adoptarea unuia dintre cele patru tipuri de disipatori amintiţi mai sus, ale căror dimensiuni se calculează cu ajutorul graficului din fig. 5.

Considerînd metoda de calcul deosebit de intuitivă, comodă şi rapidă o propunem cercului de ingineri hidrotehnicieni interesaţi.

Irigațiile în R. P. Bulgaria*)

II

Ing. **Const. Haret**

Sisteme de irigație. Ritmul lucrărilor pentru extinderea irigațiilor este foarte susținut. Iată cîteva cifre din diagrama dezvoltării sistemelor de irigații: 37 000 ha în 1944, 360 000 ha la sfîrșitul anului 1955, 400 000 ha în 1956, 500 000 ha în 1957 și 720 000 ha la sfîrșitul anului 1960.

Din suprafața irigată astăzi, peste 100 000 ha se irigă din lacuri de acumulare, aproape 75 000 ha din iazuri, iar restul, din rîuri și din apa subterană. Se folosește atît alimentarea gravitațională, cît și cea prin pompare.

In ce privește metoda de irigare, în R.P. Bulgaria nu se folosește astăzi decît una singură: irigarea de suprafață prin scurgere pe brazde și fîșii. Ploaia artificială se găsește în stadiul de cercetare științifică.

In tabela 2 se indică cele mai importante sisteme de irigație în funcțiune.

Tabela 2

Provincia	Sistemul de irigație	Suprafața amenajată ha	Sursa de apă
Bulgaria de nord	Svistov	12 500	Dunărea
	Russe	22 000	Dunărea
	Pavlicheni	30 000	Lacul de acumulare Al. Stambolinski
	Cervenbreg	8 000	Ischer
	Devnea	3 000	Izvoare
	Sabla	8 000	Apă subterană
Bulgaria de sud	Pazargic	22 000	Marița și afluenți
	Plovdiv	54 000	Marița, afluenți și lacul de acumulare V. Kolarov
	Stara Zagora	24 000	Lacul de acumulare Gh. Dimitrov
	Iambol	8 300	Tungea
	Sandanschi	25 000	Struma

In fig. 7 și 8 se dau schițele a două din cele mai moderne sisteme de irigație din R.P. Bulgaria: sistemul Stara Zagora din Bulgaria de sud și sistemul Pavlicheni din Bulgaria de nord. Ambele folosesc apa acumulată în lacuri de acumulare.

Sistemul Stara Zagora irigă gravitațional cîmpia înaltă a Cazanlîcului cu renumitele culturi de trandafiri și tutunuri Virginia și, după ce apa trece la sud de Munții Sredna Gora, printr-un canal lung de 12 km, udă și o parte din Cîmpia Traciei de la sud de Stara Zagora.

Sistemul este în construcție; suprafața irigată pînă în prezent este de 24 000 ha.

Sistemul de irigație Pavlicheni este alimentat atît gravitațional, cît și prin pompare. Acesta este sistemul cu cele mai multe și mai mari construcții hidrotehnice: tunele, sifoane, apeducte etc. Lungimea celor mai mari sifoane și tunele depășește 2,5 km.

Stațiuni de pompare și repompare etajate permit alimentarea cu apă a suprafețelor mai înalte, bune de irigat.

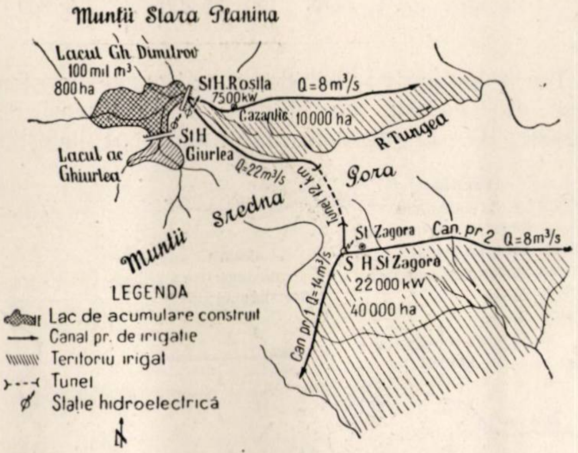


Fig. 7. Schița sistemului de irigație Stara Zagora.

In anul 1956 s-au irigat aproape toate culturile agricole. In tabela 3 se dau, pe suprafețe, cele mai importante plante irigate în acest an, în sistemele exploatate de stat, cum și normele de irigare folosite.

Tabela 3

Planta	Suprafața irigată ha	Suprafața irigată %	Norma de irigare m³/h
Cereale păioase . .	60 000	23	800— 2 000
Zarzavaturi	40 000	15	2 400— 6 000
Orez	17 000	7	20 000—30 000
Tutunuri	15 000	6	800— 4 800
Pomi fructiferi . . .	20 000	8	2 400— 7 200
Vița de vie	15 000	6	1 600— 3 000
Porumb	15 000	6	1 000— 3 200
Bumbac	5 000	2	500— 2 400
Alune de pămînt .	3 000	1,2	1 200— 3 000
Sfecla de zahăr . .	4 000	1,5	1 200— 3 200
Sfecla de nutreț . .	2 000	1	1 800— 4 000

Iazurile. Din suprafața actual irigată, aproximativ 260 000 ha intră în sistemele exploatate de stat; restul sînt în exploatarea cooperativelor agricole, folosind în mare parte apa acumulată în iazuri. In regiunile de șes, acțiunea pentru construirea iazurilor a luat o foarte mare amploare. La începutul acestui an, în cooperativele agricole erau aproape 670 de iazuri din care se irigau aproximativ 72 000 ha, jumătate din suprafață prin gravitație, jumătate prin pompare.

---

*) Prima parte a acestui articol a apărut în nr. 1/1957 al revistei „Hidrotehnica".

Pe provincii de condiții naturale, situația iazurilor la începutul anului 1956 este arătată în tabela 4.

Tabela 4

Provincia	Numărul iazurilor	Suprafața irigată cu apă din iaz ha	
		Gravitațional	Prin pompare
Bulgaria de nord	383	20 700	19 900
Bulgaria de sud	285	14 500	16 960
Total . . .	668	35 200	36 860

Barajele pentru închiderea văilor se construiesc din pămînt cu înălțimi care uneori depășesc 10—12 m. Volumul mediu al lacurilor este de circa 250 000 m³, variind între cîteva mii și cîteva milioane.

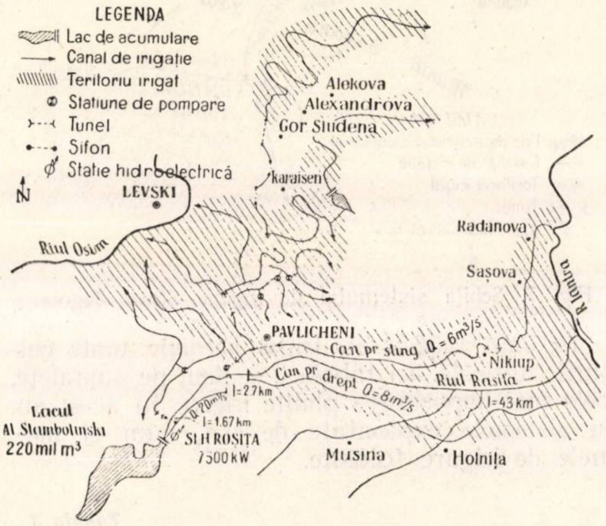

LEGENDA
Lac de acumulare
Canal de irigație
Teritoriu irigat
Statiune de pompare
Tunel
Sifon
Statie hidroelectrică
N
LEVSKI
Riul Osim
Alekova
Alexandrova
Gor Studena
Karaisen
Radanova
Sașova
R. Iantra
PAVLICHENI
Can pr sting Q=6m³/s
Nikiup
Can pr drept Q=8m³/s
Riul Rosita
l=2.7km
Q=20m³/s
l=1.67km
l=43km
Lacul Al Stambolinski 220mil m³
St.H ROSITA 7500kW
Musina
Holnița

Fig. 8. Schița sistemului de irigație Pavlicheni.

În cazul cînd sînt construite pe văi cu debit temporar, pentru asigurarea alimentării cu apă se construiesc canale pentru aducția apei din văile mai apropiate, cu debit permanent.

Fig. 9 reprezintă un iaz din comuna Brezovo, regiunea Plovdiv, construit în 1955. Barajul de pămînt are un volum de 62 000 m³, suprafața luciului de apă este de 58 ha, volumul acumulat — 1 400 000 m³, iar suprafața irigată cu apă din iaz — 420 ha.

În tabela 5 se dau cîteva date generale asupra iazurilor din regiunea Plovdiv (situația din vara anului 1956).

Înafară de irigație, iazurile servesc și pentru piscicultură. Ele sînt populate îndeosebi cu crap, în medie cu aproximativ 1 000 bucăți crap de o vară la un hectar de luciu de apă. Rezultatele obținute pînă acum sînt promițătoare.

Tabela 5

	Numărul iazurilor buc	Volumul total al barajului mii m³	Suprafața totală a luciului de apă ha	Capacitatea totală a iazurilor mii m³	Cantitatea de apă folosită anual mii m³	Suprafața irigată totală ha
Construite	53	591	554	12 328	18 665	3 714
În construcție	13	252	304	7 734	9 450	1 895
În proiect . .	26	484	266	7 431	12 580	2 555

Construcțiile hidrotehnice au caracter definitiv. Pentru orice scop: acumulare, priză, transport, dirijarea apei, descărcare, măsurarea apei etc., acestea îmbracă toată gama de mărimi, de la barajele lacurilor de acumulare mari și pînă la cele mai mărunte lucrări de dirijare sau măsurare a apei pe canalele de irigație. Diversitatea lor, îmbinarea ingenioasă atunci cînd concentrează mai multe funcțiuni, cum și aspectul exterior plăcut, arată că bulgarii au acumulat o frumoasă experiență în domeniul construcțiilor hidrotehnice.

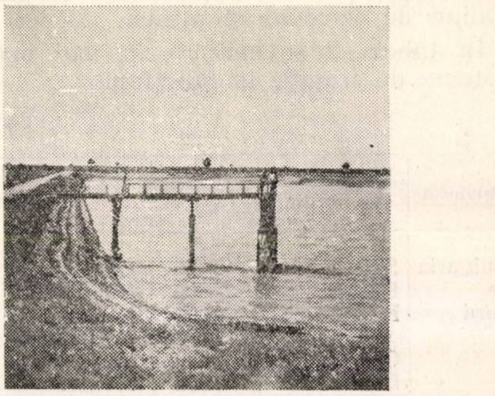


Fig. 9. Iazul din Com. Brezovo, Reg. Plovdiv.

Ca materiale de construcție se folosesc mai ales piatra, betonul și betonul armat.

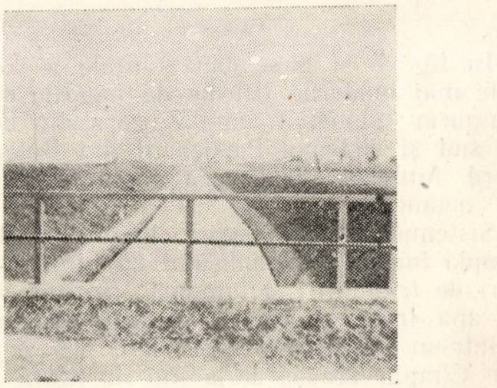


Fig. 10. Canalul Stara Zagora ($Q=22$ m³/s) între cele două hidrocentrale (v. și fig. 8).

Canalele de irigație mari, magistrale sau principale, se construiesc în general în săpătură. Pentru reducerea pierderilor prin infiltrație canalele se căptușesc cu beton (fig. 10) sau cu zidărie de piatră. S-a calculat că toate cheltuielile cerute de căptușirea cu beton a canalelor sînt acoperite în circa 5 ani, de cheltuielile anuale de întreținere, de costul apei pierdute prin infiltrație, de costul măsurilor împotriva sărăturării sau înmlăștinirii secundare etc. În cazul canalelor mari, este deci mai economic ca ele să fie căptușite cu beton sau cu alt material de construcție, chiar dacă cheltuielile de investiție sînt mai mari.

O încercare de impermeabilizare cu sare (NaCl) și argilă a canalului R. 4 din sistemul Brîșlean, a dat rezultate bune, ridicîndu-i-se randamentul de la 0,2 la 0,6. Costul acestei lucrări a fost de 0,28 leva (aproximativ 0,25 lei) la 1 m^2 de canal. Se menționează că această lucrare trebuie refăcută din timp în timp (2—4 ani), deoarece prin funcționare argila se spală iar sarea se dizolvă și se transportă.

Zona de protecție a canalelor permanente este folosită pomicol. În sistemul Stara Zagora sînt plantați în lungul canalelor circa 40 000—50 000 pomi fructiferi, ceea ce echivalează cu o livadă mai mare de 100 ha. Dintre pomii fructiferi, mărul, prunul și cireșul se folosesc cel mai mult.

Stațiile de pompare sînt fixe, plutitoare sau mobile, folosesc mai ales energia electrică și au caracter definitiv. Agregatele stațiilor fixe și plutitoare sînt importate mai ales din R. Cehoslovacă, Germania și Austria și sînt montate de specialiștii fabricii respective.

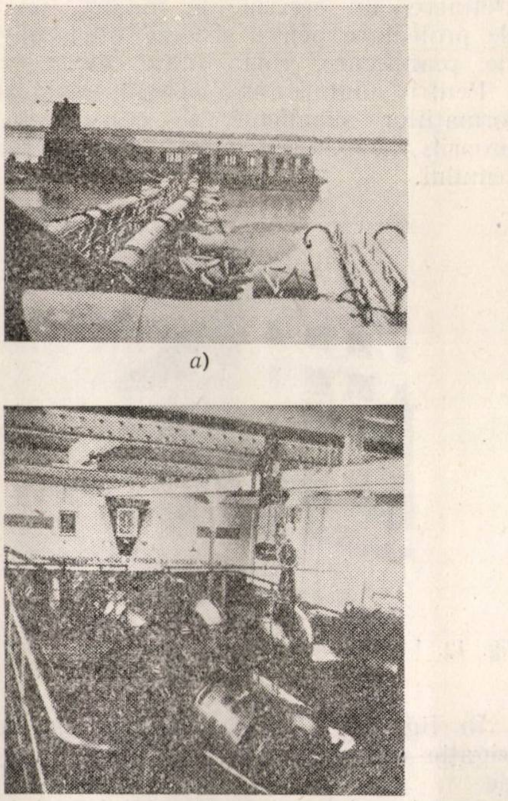
Stațiile plutitoare se folosesc pentru alimentarea cu apă din Dunăre. Stația de pompare nr. 20 (fig. 11 a și b) din sistemul de irigație Russe, de exemplu, este echipată cu 4 agregate electrice de 1,5 m^3/s fiecare. Conductele de refulare, alcătuite din tronsoane metalice și legate între ele prin racorduri de cauciuc, sînt susținute pe vase plutitoare. Întreruperea bruscă a curentului electric și, cu el, a pompei, produce întoarcerea coloanei de apă în pompă și prin aceasta o lovitură de berbec, care periclitează stabilitatea vasului și siguranța instalației. Un dispozitiv împotriva loviturii de berbec a îmbunătățit în mică măsură situația. Specialiștii bulgari cred că, fracționînd stația în agregate mai mici, sub 0,5 m^3/s, s-ar rezolva mai bine acest neajuns.

O constatare importantă făcută în timpul funcționării stației de pompare plutitoare nr. 20, este colmatarea și ridicarea fundului fluviului sub vas, în așa măsură, încît a trebuit deplasată spre larg de două ori, în vara anului 1956. Pentru a reduce cît mai mult timpul deplasării, și deci a întreruperii funcționării stației, trebuie să se prevadă din timp conductele și racordurile necesare pentru prelungirea conductei de refulare.

Costul mediu al apei pompate din Dunăre în sistemul de irigație de la Russe este de 0,12—0,15 leva pe 1 m^3; cu o pompare costul este de aproximativ 0,05 leva/m^3, iar cu două repompări 0,47 leva/m^3 (1 leva = 0,88 lei).

Înălțimea totală de pompare (pompare + repompări) în sistemul Russe depășește 50 m.

Pentru stațiile mobile se folosesc și agregate construite în R.P. Bulgaria (diametre 2"—3"), cu motoare electrice sau cu ardere internă.



a)

b)

Fig. 11. Stația de pompare nr. 20 din sistemul Russe: *a* — exteriorul; *b* — interiorul.

Pentru hidrometrie se folosesc deversoarele trapezoidale, ajutajele, precum și sectoare de canal, betonate pe lungime de 2—3 m, cu miră pentru citit nivelele și cu cheie limnimetrică stabilită. Ajutajele nu dau satisfacție. Raionul irigat Pîrvomai din sistemul Plovdiv are 106 posturi hidrometrice la circa 8 000 ha suprafață irigată, deci în medie circa un post hidrometric la 75—80 ha teren irigat. Înregistrarea nivelelor la posturile hidrometrice nu se face automat, ci prin oameni instruiți să folosească un grafic sau o tabelă. Limnigrafele, cîteva la număr, se folosesc numai la cercetările științifice.

Încercarea unui post hidrometric proporțional nu a dat rezultate.

Exploatarea sistemelor de irigație. Supravegherea, exploatarea și întreținerea sistemelor de irigație se fac printr-un organ tehnico-administrativ, subordonat Direcției Economiei Apelor din Ministerul Agriculturii.

Sistemul este împărțit în raioane de irigație cu suprafața medie de circa 5 000 ha, acestea în secții de 2 000—3 000 ha, iar o secție este împărțită, la rîndul ei, în subsecții de 200—300 ha. Raionul de irigație este condus de un inginer ajutat de 3—4 tehnicieni, fiecare secție are un tehnician ca șef, iar la subsecție se găsește un cantonier.

Sistemul de irigație are servicii pentru exploatarea apei, pentru construcții, pentru întreținere, un serviciu de mașini, un serviciu de proiectare pentru sisteme mici, un serviciu de planificare, contabilitate etc.

Pentru administrarea sistemului și a tuturor formațiilor subalterne, se construiesc clădiri proprii, încăpătoare, o dată cu construirea sistemului.

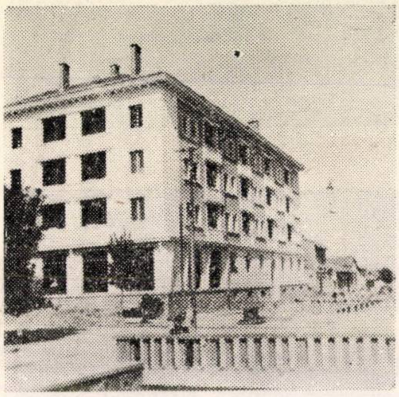


Fig. 12. Localul Administrației sistemului de irigație de la Stara Zagora, în construcție.

In fig. 12 se arată clădirea sistemului de irigație din Stara Zagora, parte în construcție.

O rețea telefonică proprie leagă între ele toate nodurile hidraulice care intră în sistem: stăvilare importante, posturi hidrometrice, stații de pompare etc. și tot aparatul de exploatare, iar un serviciu de dispeceri dirijează întreaga activitate din sistem.

Bazat pe planul de cultură real făcut de gospodăria agricolă irigată, se întocmește și se execută planul de folosire a apei. Perioada de calcul pentru acest plan este decada, dar în urma experienței cîștigate este tendința de a o micșora la 5 zile.

Executarea planului de folosire a apei se face în funcție de precipitațiile căzute și de uscăciunea din sol. Printr-o rețea proprie de pluviometre, cu o densitate medie de circa o stațiune pluviometrică la 1 000 ha, sistemul de irigație înregistrează ploile atît cantitativ, cît și ca arie de răspîndire. De ploile sub 5 mm nu se ține seamă la aplicarea planului de folosire a apei. Acolo unde sînt stații experimentale de irigație în apropiere, acestea dau indicații asupra momentului și mărimii normei de udare, mai ales în ce privește culturile irigate mai dificile: bumbacul, orezul etc.

Fiecare gospodărie irigată are un om care se ocupă cu conducerea apei în interiorul gospodăriei. In scopul economisirii apei se tinde ca udările să se facă atît ziua, cît și noaptea.

Aplicarea planului de folosire a apei se face cu ușurință în zonele cu tradiție în irigație și întîmpină dificultăți în zonele unde irigația se introduce abia acum.

Pentru controlul variației nivelului apei freatice fiecare sistem are o rețea de posturi de observație. In general, s-a constatat o ridicare a nivelului apei freatice sub cîmpurile irigate. Din cauza normelor de irigare mari folosite la cultura orezului, într-un raion din sistemul Pavlicheni nivelul apei s-a ridicat de la 3—4 m cît era înainte de înființarea sistemului, la 1 și chiar 0,4 m, cît este astăzi. A continua cu același plan de cultură și aceleași norme de irigare înseamnă a înmlăștini sau sărătura solul și, deci a-l scoate din cultură, efect cu totul contrariu celui urmărit prin irigații. In acest caz se impune aplicarea unui ansamblu de măsuri pentru coborîrea nivelului apei freatice.

In ce privește temperatura apei, plantele agricole se manifestă deosebit: unele suportă temperaturi mai joase (unele cereale și zarzavaturi etc.), altele necesită temperaturi mai înalte (bumbacul, orezul, vița de vie etc.). Fiind luată din fundul lacurilor de acumulare sau din rîuri nu mult după ce acestea au ieșit din munte, apa folosită la irigație are în general o temperatură joasă și pentru unele plante folosirea ei poate duce la efecte nedorite. O serie de măsuri trebuie luate pentru remedierea acestui neajuns: luarea apei de la suprafața lacurilor de acumulare, crearea unor bazine de încălzire, așezarea culturilor pretențioase la capetele din aval ale canalelor principale de aducție pentru a da apei timp de însorire mai lung, sînt doar numai unele măsuri la care se gîndesc amelioratorii bulgari. In sistemele care folosesc ape din acestea, se fac observații zilnice asupra temperaturii apei de pe rețeaua de canale a sistemului.

Caracteristic pentru sistemele de pe valea Strumei este panta mare a terenurilor folosite la irigație, care atinge uneori chiar 15%, cu toate dezavantajele legate de acestea: construcții hidrotehnice multe și mari, eroziunea solului prin irigare etc. La irigație se folosește o apă cu temperatura foarte joasă, pe Bistrița de exemplu (cel mai sudic afluent al Strumei, pe partea stîngă), temperatura apei în timpul verii fiind de 8—10°C.

Lucrările acestea sînt deosebit de interesante prin originalitatea lor, literatura de specialitate necitînd vreun caz similar.

Lipsa brațelor de muncă din zonele irigate devine din ce în ce mai acută. Din cercetarea făcută în cîteva sate din raionul irigat Brîșlean a rezultat că, în 1954, la cooperativele agricole irigate, numărul brațelor de muncă s-a redus cu 26% față de 1953, fapt care a produs un dezechilibru în procesul de producţie. S-a căutat să se remedieze acest neajuns prin înfiinţarea unei staţii de maşini şi tractoare, însă din lipsa unui sistem de maşini specific agriculturii irigate, rezultatele n-au fost satisfăcătoare.

Exploatarea sistemelor a pus în evidenţă şi alte probleme importante ca: tasarea loessului, colmatarea canalelor, alunecarea versanţilor etc.

Instituţiile pentru întocmirea, îndeplinirea şi coordonarea planului de irigaţie sînt următoarele:

— Un institut de perspectivă (asemănător cu I.P.A.C.A. de la noi), are sarcina de a întocmi memorii tehnico-economice. El depinde de Academia de Ştiinţe şi întruneşte interesele tuturor sectoarelor economice care folosesc apa. Subordonarea faţă de cel mai înalt for ştiinţific şi caracterul independent al acestuia sînt o garanţie în ce priveşte atît competenţa, cît şi imparţialitatea în judecarea problemelor. Nici o problemă de ape nu se judecă unilateral, ci după principiul folosinţei complexe a apelor. Absenţa totală a amelioratorilor romîni dintr-o comisie mixtă romîno-bulgară întrunită în vara aceasta la Giurgiu, în legătură cu întocmirea unor studii privind amenajări energetice pe Dunăre, a fost considerată de delegaţii bulgari ca o mare lipsă.

— Institutul pentru proiectări în domeniul apelor (Vodproiect) din cadrul Ministerului Agriculturii întocmeşte sarcini de proiectare şi proiecte tehnice privind amelioraţiile, regularizările de rîuri şi lacurile de acumulare. El este organizat cu un institut central şi 12 filiale regionale.

— Execuţia lucrărilor se face de o întreprindere specializată în lucrări hidrotehnice care nu aparţine Ministerului Agriculturii.

Pentru formarea cadrelor s-au organizat şcoli de toate categoriile: inferioare, medii, superioare. O facultate de construcţii hidrotehnice şi ameliorații pregăteşte inginerii pentru toate sectoarele de activitate.

Toată activitatea sectorului de ameliorații este coordonată de o Direcţie Generală a Economiei Apelor, dependentă de Ministerul Agriculturii.

Cercetarea ştiinţifică în acest domeniu s-a dezvoltat o dată cu sistemele de irigaţie, dar mult mai încet decît acestea, într-un ritm impus de metoda de cercetare. In momentul actual există un decalaj destul de mare între realizările din domeniul practic şi cercetarea ştiinţifică, decalaj care se micşorează cu fiecare an. Din lipsă de cercetări ştiinţifice iniţiale, programul de irigaţii realizat pînă acum s-a dezvoltat mai mult după literatură şi, îndeosebi, după cea sovietică. Neajunsurile constatate în practică se vor elimina pe măsura rezolvării ştiinţifice a problemelor ivite.

In afară de institutul de perspectivă amintit mai înainte şi care deocamdată nu face cercetări ştiinţifice, Academia de Ştiinţe mai are şi un institut tehnic cu mai multe secţii, dintre care una de ameliorații.

Ministerul de Agricultură a înfiinţat în 1953 un institut de cercetări pentru hidrotehnică şi ameliorații cu 6 secţiuni: ameliorații, construcţii hidrotehnice, mecanizarea şi organizarea construcţiilor ameliorative, pedologie ameliorativă, agricultură irigată şi ploaie artificială şi alimentări cu apă. Cercetările se fac în două staţiuni experimentale şi mai multe cîmpuri experimentale şi trei laboratoare hidrotehnice (construcţii hidrotehnice, ameliorații şi ploaie artificială şi alimentări cu apă) stau la dispoziţia cercetătorilor.

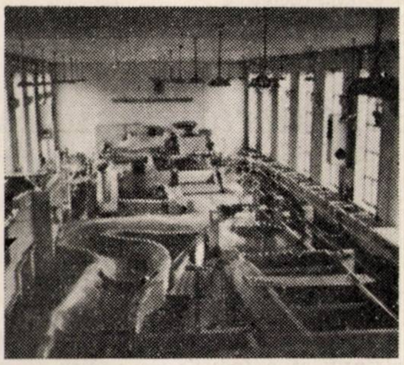


Fig. 13. Interiorul laboratorului hidrotehnic al Facultăţii de hidrotehnică şi ameliorații.

Laboratorul de cercetări hidrotehnice al Facultăţii de hidrotehnică şi ameliorații are şi scop didactic şi face şi încercări pe modele. El este bine utilat în acest scop. Fig. 13 reprezintă interiorul acestui laborator, în luna august 1956.

Răspîndirea rezultatelor muncii specialiştilor în ameliorații, în masa celor interesaţi, se face prin publicaţii. Publicaţiile cu caracter ştiinţific de specialitate se editează la Academia de Ştiinţe şi la Ministerul de Agricultură, care împreună cu A.S.I.T.-ul din Bulgaria, editează şi o revistă pentru hidrotehnică şi ameliorații.

Pentru o mai bună legătură cu masele, unele sisteme de irigaţie, cum este cel de la Russe, de exemplu, îşi editează gazete proprii.

Rezultatele programului de lucrări în domeniul ameliorațiilor demonstrează eficienţa acestuia: o mare parte din sate au alimentarea cu apă rezolvată, peste 60% din localităţile rurale sînt electrificate, 20—30% din casele din sate sînt noi şi aproximativ în acelaşi procent au etaj, produsele alimentare (zarzavaturi, fructe, pîine, carne etc.) puse la dispoziţia consumatorilor sînt din abundenţă, de bună calitate şi ieftine, ceea ce a făcut ca standardul de viaţă al ţăranului şi muncitorului bulgar să crească.

★

In 1960, o dată cu intrarea în funcţiune a lacului de acumulare de la Bicaz, va începe şi livrarea apei pentru irigații în Cîmpia Bărăganului. Inceputul lucrărilor mari pentru asigurarea apei pe pămînturile agricole bîntuite de secetă, nu este departe. Trebuie să folosim timpul rămas, pentru a pune la punct unele aspecte încă neclare ale acestor probleme.

Cunoașterea amănunțită a experienței R.P. Bulgaria ne poate ajuta la găsirea celor mai bune soluții și la prevenirea unor greșeli.

Realizarea acestei cunoașteri este posibilă prin literatura de specialitate și prin intensificarea schimbului de specialiști din toate sectoarele: studii și cercetări științifice, proiectare, execuție, exploatare etc.

Bibliografie

1. Stranski I.: *Tipurile de sol ale Bulgariei și specificul lor,* 1955.
2. * * *: Institutul de Pedologie „N. Pușcarov", Pocivite v Bîlgaria, 1948.
3. Grigorov K.: *Nastoe iazovirno stroitelstvo,* 1954.
4. * * *: Comité d'amintié et de relation culturelles avec l'étranger, „République populaire de Bulgarie", 1955.
5. * * *: Hărți climatologice ale Institutului de hidrometeorologie din Sofia.

Considerații asupra proiectării stațiilor de hidrofor la întreprinderile industriale

Ing. **E. Topală**

1. Considerații generale

Instalațiile pneumatice cu presiune variabilă, cunoscute sub numele de instalații de hidrofor, sînt folosite deseori în întreprinderile industriale pentru ridicarea presiunii în rețelele de distribuție a apei potabile și industriale.

In mod obișnuit, pentru asigurarea unei presiuni uniforme în rețea, cum și pentru asigurarea unui volum de apă pentru compensația consumului și siguranță, se folosesc rezervoare subterane amplasate pe înălțimi în apropierea întreprinderilor industriale sau castele de apă amplasate în interiorul incintei acestora.

Deseori însă lipsesc înălțimile de teren, iar castelele de apă devin prohibitive, fie din cauză că volumul necesar pentru compensație și siguranță este mare, fie că sînt necesare presiuni mai mari decît 30—40 m col. apă. Ținînd seama că, în condiții normale, costul unui metru cub util la un castel de apă este de 4 ori mai mare decît la un rezervor subteran, se va arăta mai departe că pentru cazurile cînd volumul de compensație și siguranță este mai mare decît 300 m³, devine mai economic să se construiască un rezervor subteran și o instalație de hidrofor în locul unui castel de apă.

Sînt cazuri cînd executarea unui castel de apă nu este posibilă, fie din cauza prezenței în apropiere a unui aerodrom, fie din cauza unor terenuri de fundație slabe; în acest caz instalația de hidrofor și rezervorul subteran reprezintă singura soluție posibilă pentru ridicarea presiunii în rețea.

Stațiile de hidrofor sînt folosite în mod obișnuit la întreprinderile industriale pentru:

— asigurarea presiunii în rețeaua de apă potabilă, industrială și de incendiu la întreprinderile industriale mici unde, în mod obișnuit, se proiectează o rețea unică;

— asigurarea presiunii în rețeaua de apă potabilă și de incendiu la întreprinderile industriale mari, la care apa industrială are surse, instalații de pompare și rețele separate.

Stațiile de hidrofor sînt indicate a fi folosite în cazul cînd debitele de consum au variații mari și, mai ales, atunci cînd în timpul orelor de noapte consumul devine neînsemnat. Pentru acest motiv ele nu sînt indicate la instalațiile de alimentare cu apă industrială care au un consum uniform în cursul celor 24 de ore.

In fig. 1 și 2 se dau grafice construite pe baza unor date practice culese de la mai multe întreprinderi industriale, cu variațiile orare ale consumului zilnic.

Instalațiile de hidrofor prezintă de asemenea avantajul că prin intermediul pernei pneumatice amortizează loviturile hidraulice în rețele.

Este necesar să se precizeze de la început că funcționarea unei stații de hidrofor industrial este diferită de cea a unui hidrofor dintr-o clădire de locuit, deși principiul de bază este același. Această funcționare diferită rezultă din condițiile specifice de alimentare cu apă ale unei întreprinderi industriale, care sînt următoarele:

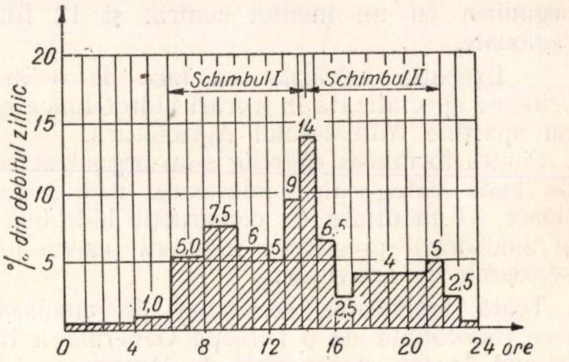


Fig. 1. Graficul variației orare în procente din consumul zilnic al apei potabile și industriale la o întreprindere mică (pînă la 500 de muncitori).

a. Variația debitului consumat în rețea este foarte mare, debitul maxim în orele de vîrf putînd fi de 2—4 ori mai mare decît debitul mediu orar (fig. 1 și 2). Pentru acest motiv uneori nu este suficientă o singură pompă pentru a asigura debitul maxim și sînt necesare mai multe pompe care să intre automat în funcțiune pe măsura creșterii consumului în rețea.

b. Presiunea care trebuie asigurată în rețea este, de obicei, mult mai mare decît cea necesară la clădirile de locuit.

De asemenea, limitele de funcționare ale stației de hidrofor industrial trebuie să fie cît mai mici pentru o bună deservire a consumatorilor. In mod obișnuit se admite o variație maximă de 2 at.

c. Stația de hidrofor la o întreprindere industrială trebuie să asigure și debitul de incendiu care este în mod obișnuit între 10—30 l/s. Pentru acoperirea acestui debit este necesară o pompă specială, integrată în ansamblul instalației de hidrofor, pornirea ei urmînd a se face manual numai la caz de nevoie.

d. Instalația de alimentare cu apă trebuie să aibă o rezervă intangibilă de apă pentru asigurarea debitului necesar stingerii incendiilor. Această rezervă de apă poate avea volume între 100 și 300 m³, conform normelor P.C.I.

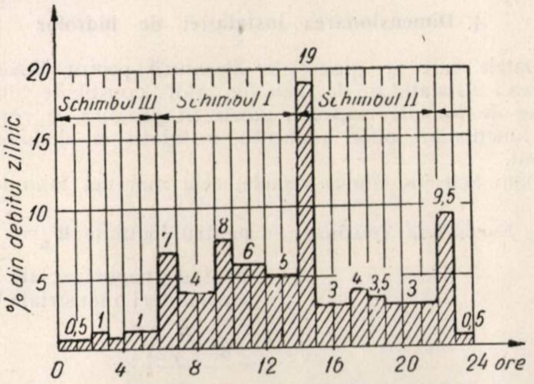


Fig. 2. Graficul variației orare în procente din consumul zilnic al apei potabile la o întreprindere industrială mare (peste 5 000 de muncitori).

In cele ce urmează se va arăta, pe larg, cum trebuie proiectată o instalație de hidrofor la o întreprindere industrială pentru a satisface condițiile arătate mai sus.

2. Elementele unei stații de hidrofor industrial

Ansamblul unei stații de hidrofor la o întreprindere industrială este constituit din următoarele elemente (fig. 3):

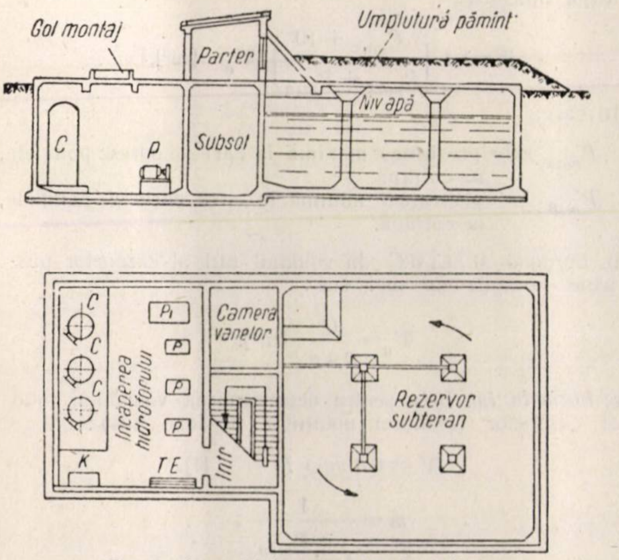


Fig. 3. Ansamblul unei stații de hidrofor: c — cazane; k — compresor; p — pompe de funcționare normală; p_i — pompă de incendiu; TE — tablou electric.

— un rezervor subteran;
— o cameră a vanelor;
— o cameră de acces supraterană;
— o încăpere subterană pentru instalația de hidrofor.

Rezervorul subteran este o construcție de beton armat în care se acumulează debitul mediu al sursei și din care se alimentează pompele stației de hidrofor. In acest mod rezervorul îndeplinește rolul de compensator al debitelor consumate de întreprinderea industrială. In afară de acest volum de compensație rezervorul trebuie să conțină și un volum intangibil pentru asigurarea debitului necesar la incendiu.

Dimensionarea rezervorului față de specificul consumului întreprinderilor industriale este dată în capitolul următor.

Camera vanelor este de asemenea o încăpere subterană așezată între rezervorul subteran și camera hidroforului.

Camera de acces este constituită dintr-o încăpere supraterană care va trebui proiectată astfel, încît să permită un acces comod la toate elementele stației de hidrofor. Astfel, de la parterul acestei camere de acces se va putea vizita rezervorul subteran spre care trebuie să existe ferestre duble bine închise. Tot de la parter se coboară în camera vanelor, care nu trebuie să aibă legătură la nivelul subsolului cu camera hidroforului, pentru motivul că în caz de avarie a unei conducte ce trece prin peretele rezervorului să se înlăture posibilitatea de inundarea a instalațiilor din camera hidroforului. In sfîrșit din camera de acces trebuie să se poată coborî pe o scară de beton armat în încăperea instalației de hidrofor.

Această încăpere trebuie să fie subterană, cota radierului fiind cu circa 30—50 cm sub cota radierului rezervorului, pentru ca pompele automatizate să fie tot timpul înecate.

In încăperea instalației de hidrofor vor fi instalate următoarele utilaje și aparataje:

— grupurile de electropompe pentru funcționarea normală;
— pompa de incendiu acționată de un motor electric sau eventual de un motor cu explozie;
— cazanele de presiune;
— compresorul de aer cu distribuitorul de aer;
— tablou electric cu aparatajul de automatizare și de control al instalației.

O soluție pe care o propunem pentru dispoziția utilajului într-o stație de hidrofor este cea dată în fig. 3.

3. Determinarea volumului rezervorului subteran

După cum s-a arătat mai sus, rezervorul subteran trebuie să conțină un volum fluctuant pentru compensație și un volum intangibil pentru asigurarea debitului de incendiu.

Volumul fluctuant al rezervorului depinde de debitul sursei care condiționează timpul de funcționare a pompelor de la captare, precum și de curba integrală a consumului zilnic al întreprinderii.

In fig. 4 și 5 sînt date curbele integrale ale consumului zilnic de apă la două întreprinderi industriale; aceste curbe sînt corespunzătoare graficelor din fig. 1 și 2. Se constată, în general, că alura curbelor este diferită de cea cunoscută, la consumul de apă potabilă din centrele de locuit.

Volumul fluctuant minim se obține în cazul cînd pompele de la sursă (care alimentează rezervorul) lucrează numai 16 ore pe zi și debitul lor este astfel ales, încît înclinarea curbei integrale a debitului pompelor să fie oarecum paralelă cu curba integrală a consumului. In cazul celor două instalații pentru care s-au construit curbele de mai sus, volumul fluctuant din rezervor va trebui să fie:

— pentru întreprinderi industriale mici: 14+3=17% din debitul zilnic (fig. 4);
— pentru întreprinderi industriale mari: 14+10=24% din debitul zilnic (fig. 5).

In cazul cînd sursa nu dispune de un debit puternic și alimentarea rezervorului se face prin pompare în timp de 24 ore, volumul necesar pentru compensație va fi mai mare, și anume:

— pentru întreprinderi industriale mici: 24+8=32% din debitul zilnic (fig. 4);
— pentru întreprinderi industriale mari: 20+8=28% din debitul zilnic (fig. 5).

In tabela 1 se indică volumele de compensaţie care trebuie luate în calculul volumului rezervoarelor de apă potabilă la marile întreprinderi industriale, cum şi pentru rezervoarele de apă potabilă şi industrială la întreprinderile mici. Volumele sînt rotunjite şi sînt exprimate în procente din debitul zilnic al întreprinderii.

Tabela 1

Felul întreprinderii	Alimentarea rezervorului timp de 16 ore	Alimentarea rezervorului timp de 24 ore	Observaţii
Intreprinderi industriale mici	20%	32%	Pentru consumuri de apă potabilă şi industrială
Intreprinderi industriale mari	25%	30%	Numai pentru consumuri de apă potablă

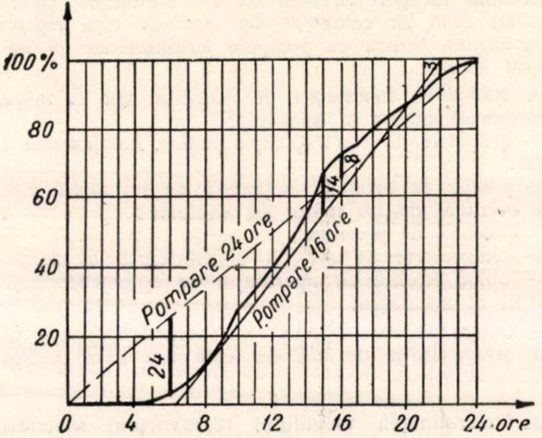


Fig. 4. Curba integrală a consumului zilnic de apă potabilă şi industrială la o întreprindere mică (corespunde graficului din fig. 1) şi curbele integrale de alimentare în două ipoteze de pompare.

In cazuri speciale, cînd rezervoarele sînt alimentate numai noaptea, sau în cazul cînd există consumatori speciali al căror debit trebuie asigurat, volumul fluctuant al rezervorului va fi majorat.

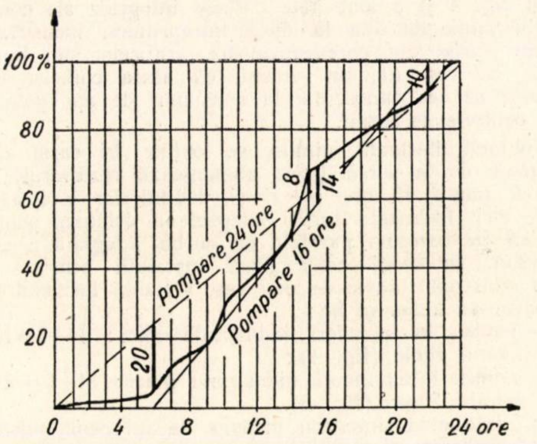


Fig. 5. Curba integrală a consumului zilnic de apă potabilă la o întreprindere mare (corespunde graficului din fig. 2) şi curbele integrale de alimentare în două ipoteze de pompare.

Volumul de apă din rezervor care trebuie să asigure debitele pentru stingerea incendiilor se stabileşte conform normativelor P.C.I. 29-156 din 1955 şi constituie o rezervă intangibilă.

Capacitatea totală a rezervorului subteran al unei staţii de hidrofor va trebui calculată conform datelor de mai sus; volumul astfel obţinut va fi rotunjit pentru a se integra în prevederile STAS 4165-56 privind volumele rezervoarelor de apă.

4. Dimensionarea instalaţiei de hidrofor

Datele care se găsesc în literatură pentru dimensionarea instalaţiilor de hidrofor sînt constituite dintr-o serie de formule empirice, găsite în practică ca rezultat al funcţionării unor asemenea instalaţii la clădirile de locuit.

Dăm mai jos cîteva formule, cele mai des întîlnite:

a. *Formulele Spăşnov*: — pentru locuinţe $W_a = \frac{Q}{2p}$;

— pentru grupuri sociale la întreprinderi industriale $W_a = \frac{360 \sqrt[n]{N}}{p}$;

— pentru hidrofoare industriale $W_c = \frac{Q}{2p}$,

în care:

W_a este volumul util ocupat de apă în cazanele de hidrofor, m;
Q — debitul pompei, m³/h;
p — numărul pornirilor pe oră;
n — 2,15;
N — numărul obiectelor sanitare din grupul social.

Volumul total al cazanelor staţiei de hidrofor este după Spăşnov:

$$W = 1{,}1 \left(\frac{P_{max} + 10}{P_{max} - P_{min}} \right) W_a \quad [m^3],$$

în care:

P_{max} este presiunea maximă la care se opresc pompele, m col/apă;
P_{min} — presiunea minimă la care pornesc pompele, m col/apă.

b. *Formula M.I.C.M.C.* dă volumul util al cazanelor păstrînd notaţiile de mai sus:

$$W_a = \frac{Q}{2{,}4\,p} \quad [m^3].$$

c. *Formula lui Brix* pentru determinarea volumului total al cazanelor (conform notaţiilor de mai sus):

$$W = 0{,}3\, m\, Q\, T \qquad [1],$$

$$m = \frac{1}{1 - \frac{P_{min}}{P_{max}}};$$

Q — debitul pompei, l/s;
T — durata între două porniri consecutive ale pompei în s.

Presiunile se vor calcula în atmosfere absolute.

d. *Formula ing. D. Ghiţescu* pentru determinarea volumului total al cazanelor la instalaţii de hidrofor ale clădirilor de locuit:

$$W = 28 \frac{q_c}{t} \cdot \frac{P_{max}}{P_{max} - P_{min}} \qquad [1],$$

în care:

q_c este debitul de calcul al instalației egal cu debitul pompei centrifuge la presiunea maximă, în l/min;
t — frecvența pornirilor pompei pe oră;
P_{min} și P_{max} — presiunile minimă și maximă ale instalației, în ata,

Formulele enumerate mai sus nu satisfac atunci cînd se trece la dimensionarea unei stații de hidrofor pentru o unitate industrială oarecare, deoarece:

— nu țin seamă de variațiile însemnate ale consumului unei întreprinderi industriale, astfel încît o dimensionare pentru debitul maxim orar ar duce la o instalație foarte costisitoare, iar dimensionarea pentru debitul mediu nu ar satisface consumul;

— nu țin seamă de variația de debit a pompelor de alimentare în intervalul de funcționare între presiunea minimă (de pornire) și presiunea maximă (de oprire).

Vom propune mai departe o metodă pentru dimensionarea stațiilor de hidrofor pentru alimentarea întreprinderilor industriale, care ține seamă de specificul consumului acestora. La baza acestei metode a stat inovația tov. ing. A. Ștefănescu, care a arătat că dimensionarea justă a unei instalații de hidrofor se poate face numai pe diagrama de funcționare a pompei de alimentare.

De asemenea, în metoda de dimensionare propusă mai jos s-au avut în vedere următoarele:

— situația normală și cea mai favorabilă a pompelor unei instalații de pompare este atunci cînd pompele funcționează continuu; pornirile și opririle solicită în mod defavorabil agregatul de pompare și dispozitivele de automatizare, ducînd la uzură prematură a instalației;

— în cazul unei instalații pneumatice automate numărul pornirilor pe oră ale pompei de alimentare nu trebuie să fie mai mare de 6;

— să se folosească pompele centrifuge care se fabrică în țară în mare serie, și anume pompele „Vasile Roaită".

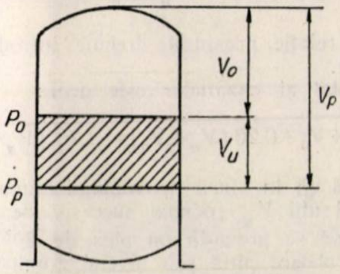


Fig. 6.

In cele ce urmează se vor folosi următoarele notații:

V_u — volumul util al cazanului;
V_0 — volum de aer minim;
V_p — volum de aer maxim;
P_0 — presiunea de oprire a pompelor, P_{max};
P_p — presiunea de pornire a pompelor, P_{min};
Q_0 — debitul pompei corespunzător presiunii de oprire P_0 pe diagrama pompei;
Q_p — debitul pompei corespunzător presiunii de pornire P_p;
T — intervalul dintre două porniri consecutive ale pompelor;
t_1 — timpul de funcționare al pompei în regim intermitent, în care timp pompa furnizează debitul cerut de rețea și reface volumul de apă din cazan;
t_2 — timpul de repaus al pompei în regim de funcționare intermitent, în care timp furnizarea debitului cerut de rețea se face din volumul util $[V_u]$ apa fiind împinsă în rețea de presiunea pernei pneumatice de aer V_0;
d — numărul pornirilor pompelor într-o oră.

Se poate scrie:

$$T = t_1 + t_2$$

și

$$T \cdot p = 1 \text{ [h] respectiv } T = \frac{1}{p} \cdot$$

Datele inițiale de la care se pornește în dimensionarea unei instalații de hidrofor sînt:

— Q_{max} (debitul maxim necesar), în m³/h;
— Q_m (debitul mediu necesar), în m³/h;
— presiunea minimă H necesară în punctul cel mai depărtat al rețelei.

4.1. *Alegerea pompelor.* Alegerea pompei și a turației se face pe diagrama de funcționare a pompei, ținînd seamă ca Q_m și Q_{max} să se înscrie în zona coborîtoare a curbei caracteristice a pompei, astfel încît Q_m să corespundă randamentului maxim (fig. 7).

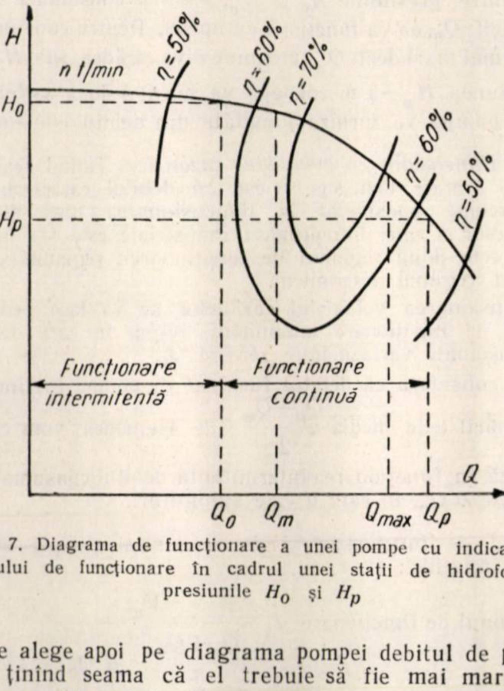


Fig. 7. Diagrama de funcționare a unei pompe cu indicarea regimului de funcționare în cadrul unei stații de hidrofor între presiunile H_0 și H_p

Se alege apoi pe diagrama pompei debitul de pornire Q_p, ținînd seama că el trebuie să fie mai mare decît Q_{max}, randamentul să nu scadă sub 50% iar presiunea corespunzătoare H_p să asigure presiunea H în punctul cel mai depărtat al rețelei, deci:

$$H_p \geqslant H + \Sigma h_r - (Z_h - Z_p),$$

în care:

Σh_r sînt pierderile de sarcină în conducte;
Z_h — cota hidroforului;
Z_p — cota punctului celui mai îndepărtat din rețea pentru care se face verificarea.

Se alege apoi pe curba de funcționare a pompei debitul de oprire Q_0, ținînd seamă ca acesta să fie mai mic decît Q_m și să-i corespundă o presiune H_0 la limita superioară a presiunilor pompei.

Debitele Q_p și Q_0 se aleg pe curba turației care se înscrie cel mai favorabil față de Q_{max} și Q_0.

De asemenea, se recomandă ca $H_0 - H_p = 1{,}5 \ldots 2{,}5$ at.

După cum se va arăta mai departe, o diferență mică între H_0 și H_p duce la volume mari ale cazanelor stației de hidrofor.

In concluzie: — intervalul de funcționare al pompei va fi între presiunile H_0 și H_p;

— regimul de funcționare al pompei va fi următorul; *funcționarea continuă* cînd debitul consumat în rețea este mai mare decît Q_0; în acest caz, presiunea corespunzătoare va fi mai mică decît H_0 şi automatul menţine pompa în funcţiune. Cînd debitul consumat în reţea este mai mic decît Q_0, pompa va avea o *funcţionare intermitentă*, cu porniri şi opriri.

In cazul cînd nu se găseşte o pompă astfel încît debitul de pornire Q_p (corespunzător presiunii minime necesare) că fie mai mare decît Q_{max}, este necesar a se folosi un grup de două sau mai multe pompe. In acest caz se va alege un tip de pompă pe diagrama căreia Q_m să fie cuprins între Q_p şi Q_0 şi astfel încît 2 $Q_p > Q_{max}$ (respectiv 3 $Q_p > Q_{max}$ cînd se aleg 3 pompe).

Funcţionarea sistemului cu două pompe va fi următoarea: se va regla H_p la pompa a doua cu circa 2—3 m col. apă mai mic decît H_p la pompa întâi. Astfel, pentru consumuri între Q_0 şi Q_p, pompa întîi va funcţiona continuu între presiunile H_0 şi H_p. Pentru consumuri mai mici decît Q_0, ea va funcţiona cu opriri. Pentru consumuri în reţea mai mari decît Q_p, presiunea va scădea sub H_p şi la presiunea H_p—3 m col. apă va porni a doua astfel că fiecare pompă va furniza jumătate din debitul consumat.

4. 2. *Dimensionarea volumului cazanelor*. Ţinînd seamă de cele arătate mai sus, reiese că debitul caracteristic care trebuie considerat în dimensionarea unei staţii de hidrofor a unei întreprinderi industriale este Q_0, care separă cele două regimuri de funcţionare: regimul continuu şi regimul intermitent.

Dimensionarea volumului cazanelor se va face pentru regimul de funcţionare intermitent, regim în care debitele consumate variază între zero şi Q_0.

Vom considera că debitul furnizat de pompă în timpul funcţionării este media $\frac{Q_p+Q_0}{2}$; de asemenea, vom considera că în funcţionarea intermitentă debitul consumat în reţea este $\alpha\, Q_0$, în care α este subunitar.

Timpul de funcţionare şi de repaus al pompei este dat de relaţiile:

— timpul de funcţionare: $t_1 = \dfrac{V_u}{\dfrac{Q_p+Q_0}{2} - \alpha\, Q_0}$;

— timpul de repaus: $t_2 = \dfrac{V_u}{\alpha\, Q_0}$.

Timpul dintre două porniri consecutive ale pompei va fi:

$$T = t_1 + t_2 = \frac{V_u}{\dfrac{Q_p+Q_0}{2} - \alpha\, Q_0} + \frac{V_u}{\alpha\, Q_0}. \qquad (1)$$

Există un debit de consum mai mic decît Q_0, pentru care timpul între două porniri consecutive ale pompei este cel mai mic, adică numărul pornirilor pe oră al pompei este cel mai mare. Anulînd derivata relaţiei (1) în raport cu α, obţinem:

$$\alpha = \frac{Q_p+Q_0}{4\, Q_0}.$$

Deci, frecvenţa maximă a pornirilor pe oră ale pompei de alimentare va fi pentru debitul

$$\alpha\, Q_0 = \frac{Q_p+Q_0}{4}.$$

Coeficientul α fiind subunitar, valoarea maximă a acestui debit este Q_0.

Se constată de asemenea că acest debit reprezintă jumătate din debitul mediu al pompei: $\frac{Q_p+Q_0}{2}$.

Inlocuind în relaţia (1) valoarea obţinută pentru α avem:

$$T = \frac{V_u}{\dfrac{Q_p+Q_0}{2} - \dfrac{Q_p+Q_0}{4}} + \frac{V_u}{\dfrac{Q_p+Q_0}{4}} = \frac{V_u}{\dfrac{Q_p+Q_0}{8}},$$

din care scoatem relaţia ce dă volumul util al cazanelor:

$$V_u = T\,\frac{Q_p+Q_0}{8}. \qquad (2)$$

Determinarea volumului de aer minim V_0 se face plecînd de la relaţia:

$$\frac{V_p}{V_0} = \frac{P_0}{P_p}.$$

Ţinînd seamă că $V_u = V_p - V_0$, rezultă:

$$\frac{V_p - V_0}{V_0} = \frac{P_0 - P_p}{P_p} \text{ sau } \frac{V_u}{V_0} = \frac{P_0 - P_p}{P_p},$$

din care scoatem pe V_0:

$$V_0 = \frac{V_u\, P_p}{P_0 - P_p}. \qquad (3)$$

In această relaţie presiunile trebuie introduse ca presiuni absolute.

Volumul total al cazanelor este deci:

$$V = V_u + V_0 + 0{,}20\,(V_u + V_0) = 1{,}20\,(V_u + V_0). \qquad (4)$$

Se consideră că în afară de volumul minim de aer V_0 şi de volumul util V_u (ocupat succesiv de apă şi aer) este necesar să se prevadă un plus de 20% pentru ca aerul să nu coboare pînă sub nivelul conductei de refulare.

Inlocuind în relaţia (4) valorile obţinute pentru V_u şi V_0 în relaţiile (2) şi (3), avem relaţia care dă volumul total al cazanelor unei staţii de hidrofor industrial:

$$V = 1{,}20\; V_u\left(1 + \frac{P_p}{P_0 - P_p}\right) = 1{,}20\; V_u\,\frac{P_0}{P_0 - P_p}; \qquad (5)$$

$$V = 1{,}20\; T\,\frac{Q_p+Q_0}{8}\,\frac{P_0}{P_0 - P_p} = 0{,}6\; T\, A\,\frac{P_0}{P_0 - P_p} \qquad [\mathrm{m}^3]$$

în care:

T este dat de $T = \frac{1}{p}$;

p — numărul pornirilor pe oră;

Q_0 şi Q_p — debitele corespunzătoare pe diagrama pompei de alimentare pentru presiunile minimă şi maximă ale instalaţiei proiectate, m³/h;

P_0 şi P_p — presiunile maximă şi minimă, ata;

$A = \frac{Q_p+Q_0}{4}$ — debitul mai mic decît Q_0 pentru care există numărul maxim de porniri în regimul intermitent.

După aplicarea formulei (5) se va verifica intervalul între două porniri consecutive prin relația

$$T = t_1 + t_2 = 2 \frac{V_u}{A} \cdot \qquad (6)$$

După ce se va calcula valoarea lui A, se va corecta relația (6) după cum urmează:

— în cazul cînd $A \geqslant Q_0$, se va lua in relația (6) $A = Q_0$;

— în cazul cînd $A < Q$, se va lua valoarea care rezultă pentru acesta.

Metoda de dimensionare propusă mai sus pentru stațiile de hidrofor industrial prezintă următoarele avantaje:

— este o dimensionare riguroasă, care dă instalația cea mai economică comparativ cu celelalte formule din literatură;

— ține seamă de cele două regimuri de funcționare ale unui hidrofor industrial: regimul continuu și regimul intermitent;

— alegerea pompelor se face astfel, încît ele să funcționeze în zona randamentelor optime.

Din studiul formulei (5) se constată că volumul cazanelor variază invers proporțional cu numărul pornirilor pe oră.

De asemenea, se constată că volumul cazanelor variază invers proporțional cu diferența dintre presiunea maximă și cea minimă $(P_0 - P_p)$ și direct proporțional cu debitele Q_0 și Q_p. Cum însă debitele Q_0 și Q_p sînt legate de presiunile P_0 și P_p pe curba de funcționare a pompei, alegerea intervalului de funcționare a hidroforului trebuie făcută astfel, încît randamentul să fie optim.

Ca rezultat al experienței obținute din proiectarea mai multor stații de hidrofor, s-a constatat că pentru pompele IMB (în prezent fabricate de uzinele Vasile Roaită) domeniul pentru care avem un randament optim de funcționare este acela pentru care avem valoarea coeficientului B = 2,5...3,5 în care

$$B = \frac{P_0}{P_0 - P_p} \cdot$$

De asemenea, pentru a obține volume economice de cazane, este preferabil să se folosească la stațiile mari de hidrofor industrial, mai multe pompe cu debite mici, decît o pompă cu debit mare.

Este interesant să atragem atenția că pentru frecvența maximă a pornirilor pe oră ale pompei, în regimul de funcționare intermitent, timpul de funcționare al acesteia este egal cu timpul de repaus:

$$t_1 = \frac{V_u}{\dfrac{Q_p + Q_0}{2} - \dfrac{Q_p + Q_0}{4}} = t_2 = \frac{V_u}{\dfrac{Q_p + Q_0}{4}} \cdot$$

Putem cunoaște nivelele de variație ale apei în cazanele de hidrofor făcînd verificări cu formulele:

$$V_u = T \frac{Q_p + Q_0}{8} \quad \text{și} \quad V_0 = V_u \frac{P_p}{P_0 - P_p} \cdot$$

Repartizînd volumele V_0 și V_u la numărul cazanelor stației de hidrofor, putem găsi nivelele maxime de variație ale nivelului apei.

5. Detalii constructive pentru elementele unei stații de hidrofor

Mai jos se dau o serie de recomandări privitoare la proiectarea ansamblului și a părților constructive ale unei stații de hidrofor. Aceste recomandări sînt rezultatele experienței trase din proiectarea mai multor stații de hidrofor la întreprinderi industriale, care au fost proiectate și executate în ultimii ani, și în prezent sînt în funcțiune.

Este de preferat ca elementele care constituie ansamblul unei stații de hidrofor să fie grupate din punct de vedere constructiv într-o singură unitate (v. fig. 3).

De asemenea este recomandabil pentru o întreținere lesnicioasă ca accesul la camera hidroforului și la camera vanelor să fie cît mai comod. Pentru acest motiv intrarea trebuie făcută supraterană cu scări de beton armat.

Accesul în rezervorul subteran este bine să se facă numai din intrarea supraterană prin ferestre duble, care permit să se controleze nivelul apei; un cămin de acces în rezervor, direct dinafară, necesită un capac dublu metalic și prin neglijență poate da loc la infectarea apei.

Pentru a ușura reparațiile în interior este bine ca în camera de intrare și în vecinătatea ferestrei de acces să se prevadă o priză pentru o lampă electrică portativă.

La proiectarea rezervorului și a instalației de hidrofor se vor respecta toate prescripțiile normativului C.S.A.C. nr. 36 155—54.

S-a constatat că, în general, punctele slabe ale rezervoarelor sînt la trecerile conductelor prin pereți; pentru acest motiv se vor prevedea piese speciale de înzidire, care se vor monta în cofraj o dată cu turnarea pereților.

Pentru camera hidrofoarelor se dau mai jos o serie de recomandări privind partea constructivă și instalația.

Se recomandă să se execute în exterior o izolație hidrofugă îngrijită pentru ca încăperea să fie complet uscată, astfel ca aparatajul electric să nu se deterioreze. Pentru introducerea cazanelor, care sînt utilajele cele mai voluminoase ce se montează în interior, se va lăsa în planșeul superior un gol de montaj de circa 1,50×1,50 m. Este bine ca acest gol de montaj să fie acoperit cu o ramă metalică în balamale avînd sticlă armată, ceea ce permite ca încăperea hidroforului să aibă lumină de zi. Golul de montaj nu trebuie plasat deasupra utilajelor. Este necesar să se realizeze dispozitive de ventilație și nu este necesară nici o instalație de încălzire. Cazanele trebuie amplasate pe un soclu de beton simplu, înalt de cel puțin 20 cm. In apropierea cazanelor se așază compresorul de aer și distribuitorul din care pleacă țevile de aer la cazane; uneori este economic să se plaseze cazanele la parter și pompele să rămînă la subsol.

Se recomandă ca tabloul electric să fie plasat în imediata apropiere a ușii de intrare.

De obicei, pe peretele cel mai apropiat de pompe se plasează un distribuitor de apă în care intră conductele de refulare ale acestora, legăturile la cazane și conductele de plecare la rețeaua uzinală. Tot pe distribuitor este bine să se plaseze supapa de siguranță, care, în caz de defecțiune a automatelor de presiune, limitează presiunea în rețea prin evacuarea unui debit de apă.

In pardoseală se va monta în orice caz un recipient de colectare a apei, cu scurgere la canalizare.

Pompa de incendiu poate fi cu motor electric cînd sînt asigurate două surse de energie electrică, sau poate fi cu motor cu explozie, în care caz se va scoate afară eșapamentul motorului.

Dacă stația de hidrofor se amplasează la o cotă superioară nivelului întreprinderii industriale, se vor lua măsuri contra apariției fenomenului de cavitație, care se poate întîmpla în rețea. In aceste cazuri se recomandă să se prevadă un ventil cu arc pe distribuitorul de apă, care să introducă aer în caz de producere a vidului în cazane.

Țevile de aer la cazane sînt indicate să intre la partea inferioară a acestora și nicidecum la partea superioară, deoarece în acest mod pierderile de aer din cazane sînt mai mici; în plus, funcționarea clapetelor de reținere este mai bună cînd se face cu apă decît cu aer.

In ce privește pompa de incendiu se recomandă ca pornirea ei să se facă manual, chiar atunci cînd este acționată de un motor electric.

6. Considerații economice și concluzii

După cum s-a spus în capitolul introductiv, o comparație economică între sistemele de alimentare cu castele de apă și cele cu stații de hidrofor și rezervoare subterane sînt în favoarea acestora din urmă. In fig. 8 sînt date o serie de curbe comparative asupra costului unor asemenea lucrări. Curbele sînt construite în baza mai multor lucrări proiectate și cuprind valorile totale pentru părțile de construcții, instalații și utilaje.

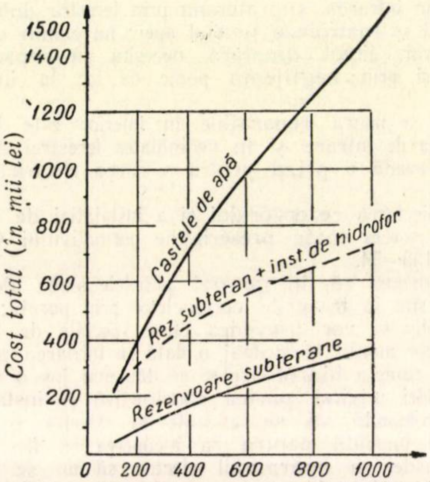


Fig. 8. Curbe comparative asupra costului pentru castelele de apă și stațiile de hidrofor.

In special pentru întreprinderile industriale unde tehnicitatea este ridicată este recomandabil să se construiască în orice caz stații de hidrofor în locul castelelor de apă.

De asemenea, în regiunile cu teren macroporic sensibil la înmuiere este bine să se construiască stații de hidrofor în locul castelelor de apă care pot suferi accidente grave din cauza unor pierderi de apă.

Pentru ilustrarea metodei de dimensionare propusă mai sus se dau mai departe a serie de exemple.

Exemplul de calcul nr. 1

Să se dimensioneze o stație de hidrofor la o întreprindere industrială mică ținînd seamă de următoarele date :

— debit zilnic 300 m³ ;
— debit mediu 18 m³/h ;
— debit maxim 42 m³/h ;
— H minim = 20 m. col. apă.

a. *Dimensionarea rezervorului*

Debitul de incendiu fiind de 10 l/s pentru o rezervă de 3 ore este necesar un volum de 10×3×3 600=108 m³.

Alimentarea rezervorului se face timp de 16 ore, deci vom lua pentru compensație un volum de 0,20×300=60 m³.

Volumul total al rezervorului va fi 108+60=168 m³.

Se va prevedea un rezervor de 200 m³.

b. *Dimensionarea instalației de hidrofor*

Alegerea pompelor. Debitul Q_{max} se înscrie optim pe curba pompei IMB 60 cu 2 850 rot/min.

Presiunea minimă, considerînd pierderile în rețea de 10 m col. apă, va fi: $H_p = 20+10 = 30$ m col. apă.

Pe curba pompei pentru $H_p = 30$ m corespunde debitul $O_p = 55$ m³/h.

Luăm un interval de variație a presiunii de 2 at ($H_0 - H_p = 2$ at) și, deci, $H_0 = 50$ m; îi corespund în diagrama pompei un debit $Q_0 = 15$ m³/h și un randament foarte bun de 72%.

Pentru întregul interval $Q_p - Q_0$ variația randamentului este între 60-70%, deci intervalul de funcționare este bine ales.

Recapitulînd avem:

$Q_0 = 15$ m³/h $H_0 = 50$ m col. apă $\eta = 72\%$;
$Q_p = 55$ m³/h $H_p = 30$ m col. apă $\eta = 60\%$.

Dimensionarea cazanelor. Se consideră că numărul maxim al pornirilor pe oră este 6 :

$$V = 0{,}6\ T\,A\,\frac{P_0}{P_0 - P_p} = 0{,}6\,\frac{1}{6}\,17{,}5\,\frac{5+1}{(5+1)-(3+1)} =$$

$$= 5{,}25 \text{ m}^3;\ A = \frac{Q_p + Q_0}{4} = \frac{55+15}{4} = 17{,}5 > Q_0\,.$$

Sînt necesar 2+1 cazane de 2 600 l (unul este de rezervă).

Nivelul de variație al apei în cazane se deduce din valorile volumului util V_u și ale volumului minim de aer V_0:

$$V_u = T\,\frac{Q_p - Q_0}{8} = \frac{1}{6}\,\frac{55+15}{8} = 1{,}45 \text{ m}^3;$$

$$V_0 = V_u\,\frac{P_p}{P_0 - P_p} = 1{,}45\,\frac{(3+1)}{(5+1)-(3+1)} = 2{,}92 \text{ m}^3\,.$$

Timpul de funcționare și de repaus al pompei pentru frecvența maximă de porniri și opriri pe oră este :

$$t_1 = t_2 = \frac{V_u}{A} = \frac{V_u}{Q_0} = 0{,}097 \text{ oră} = 5{,}8 \text{ min.}$$

Motoarele electrice necesare sînt de 14 kW cu 3 000 rot/min.

Exemplul de calcul nr. 2.

Să se dimensioneze o stație de hidrofor la o mare întreprindere industrială ținînd seamă de următoarele date :

— debit zilnic 500 m³ ;
— debit mediu orar 30 m³/h ;
— debit maxim 95 m³/h ;
— presiune minimă 25 m col. apă

a. *Dimensionarea rezervorului*

Debitul de incendiu fiind de 30 l/s, pentru o rezervă de 3 ore este necesar un volum de 30×3×3 600=325 m³.

Alimentarea rezervorului se face timp de 24 ore, deci vom lua pentru compensație un volum de 0,30×500=150 m³.

Volumul total al rezervorului va fi 325+150=475 m³.

Se va prevedea un rezervor de 500 m³.

b. *Dimensionarea instalației de hidrofor*

Alegerea pompelor. Se alege pompa IMB 60 cu 2 850 rot/min ; debitul mediu este asigurat de o pompă, iar debitul maxim de două pompe.

Presiunea minimă necesară, considerînd pierderile în rețea de 8 m col. apă, va fi $H_p = 25+8 = 33$ m col. apă.

Pe diagrama pompei corespunde $Q_p = 50$ m³/h și $\eta = 67\%$.

Luăm un interval de variație de 1,7 at.

$H_0 = H_p + 1{,}7 = 50$ m col. apă căruia îi corespunde; $Q_0 = 15$ m³/h și $\eta = 72\%$.

Recapitulînd, avem:

$Q_0 = 15$ m³/h $\quad H_0 = 50$ m col. apă $\quad \eta = 72\%$;
$Q_p = 50$ m³/h $\quad H_p = 33$ m cnl. apă $\quad \eta = 67\%$.

Debitul maxim 95 m³/h este asigurat de două pompe.

Volumul cazanelor pentru 6 porniri pe oră va fi:

$$V=0{,}6\, T A \frac{P_0}{P_0-P_p} = 0{,}6 \frac{1}{6}\, 16{,}2 \frac{5+1}{(5+1)-(3{,}3+1)} = 5{,}65 \text{ m}^3;$$

$$A = \frac{Q_p+Q_0}{4} = \frac{50+15}{4} = 16{,}2 \text{ m}^3 > Q_0.$$

Sînt necesare 2+1 (unul este de rezervă) cazane de 3 000 l și 2+1 pompe IMB 60 acționate de motoare electrice de 14 kW cu 3 000 rot/min.

Funcționarea pompelor va fi următoarea:

— pentru consumuri ($Q < 15$ m³/h), funcționează intermitent pompa nr. 1;
— pentru consumuri ($50 > Q > 15$) m³/h, funcționează continuu pompa nr. 1;
— pentru consumuri ($Q > 50$ m³/h), funcționează continuu ambele pompe dînd fiecare debite egale.

In această soluție pompa nr. 1 va fi reglată să funcționeze între 3,2 at și 5,0 at, iar pompa nr. 2 — între 3,0 at și 5,0 at. Pompa nr. 3 este de rezervă.

Timpul între două porniri consecutive la debitul $A = Q_0 = 15$ m³/h este:

$$T = t_1 + t_2 = \frac{2V_u}{A} = \frac{2 \times 1{,}35}{15} = 0{,}18 \text{ ore} = 10{,}8 \text{ min.}$$

$$V_u = T \frac{Q_p+Q_0}{8} = \frac{1}{6} \frac{15+50}{8} = 1{,}35 \text{ m}^3.$$

Note

Cercetări actuale în domeniul tehnologiei betonului hidrotehnic în U. R. S. S. *)

Executarea pe scară largă a construcțiilor hidrotehnice în U.R.S.S. a condiționat o remarcabilă dezvoltare a activității de cercetare științifică în domeniul tehnologiei betonului hidrotehnic. S-au făcut studii aprofundate, la care au colaborat institutele tehnice, institutele Academiei de Științe și ale universităților, laboratoarele Ministerului Centralelor Electrice (Moscova) și laboratoarele de beton ale marilor șantiere. Aceste studii s-au caracterizat prin folosirea celor mai noi descoperiri din domeniul fizicii și chimiei, fiind necesară o cunoaștere aprofundată a complexului de fenomene fizice și chimice, care au loc la întărirea cimentului. Deosebit de importantă este cunoașterea fenomenelor fizice, care permite ca structura cimentului întărit să fie dirijată în sensul formării unui produs durabil față de acțiunile mediului înconjurător.

Scopul principal al studiilor a fost realizarea betoanelor hidrotehnice din materialele locale și cu un consum cît mai redus de ciment. Pe baza acestor cercetări s-a întocmit în 1949 standardul de stat pentru betoane hidrotehnice, care ulterior a fost revizuit spre a fi perfecționat.

Cercetările au arătat că studiul trebuie făcut direct asupra betoanelor deoarece studiul cimentului separat nu dă rezultate care să poată fi folosite pentru realizarea unui beton durabil. Intr-o lucrare hidrotehnică masivă intră patru tipuri de beton: a) betonul aflat permanent sub apă, care nu suferă acțiunea alternativă a înghețului și dezghețului; b) betonul din zona nivelului variabil al apei, care este supus la acțiunea înghețului și dezghețului repetat; c) betonul din suprastructură, care nu vine în contact cu apa; d) betonul pentru părțile interioare ale masivelor.

Pentru betoanele hidrotehnice care vor suferi acțiunea apelor cu caracter agresiv este necesar ca cimentul să îndeplinească următoarele condiții:

a) După întărire să conțină cît mai puțin hidroxid de calciu liber. Această condiție se realizează în U.R.S.S. prin folosirea adaosurilor hidraulice la ciment (puzzolanizarea cimenturilor) și prin folosirea cimenturilor metalurgice.

b) Să conțină cît mai puțin aluminat tricalcic, care la hidratare trece în hidroaluminat tricalcic; acesta nu rezistă nici la înghețul repetat și nici la acțiunea agresivă a apelor cu sulfați; această condiție se realizează la fabricarea cimentului, aranjînd o compoziție potrivită a amestecului brut de materii prime.

Vechea concepție potrivit căreia o greutate specifică aparentă mare și o rezistență mecanică ridicată asigură durabilitatea betonului trebuie revizuită. Pentru durabilitate este determinantă structura betonului întărit, și anume felul porozității sale, care poate fi închisă sau deschisă. Porozitatea totală este mai puțin importantă, pe primul plan fiind felul porozității. Un beton cu o porozitate totală mare, dar închisă, este mai durabil decît un beton cu o porozitate totală mică, dar deschisă.

Formarea porozității în betonul neîntărit se datorește tendinței de sedimentare a amestecului de ciment și apă și migrării excesului de apă din masa betonului spre suprafață, luînd astfel naștere porozitatea deschisă a betonului. Mai departe, în urma proceselor de întărire, ia naștere un sistem capilar dispers în întreaga masă a cimentului întărit, formarea sa fiind inevitabilă și fiind legată chiar de natura cimentului.

Dacă asupra unui beton cu porozitate deschisă acționează ulterior apa și dacă ea are caracter agresiv, defectele structurale ale betonului vor fi și mai mult adîncite, ceea ce va conduce la reducerea principalelor caracteristici tehnice ale betonului.

Pentru a se asigura durabilitatea betonului la acțiunile agresive fizice și chimice, în afară de folosirea unui ciment rezistent din punct de vedere chimic, trebuie să se înlăture pătrunderea apei în masa betonului, atît atunci cînd ea acționează sub presiune, cît și în cazul absorbției capilare. In acest scop se poate dirija într-un anumit sens structura capilarelor din masa betonului întărit. Pentru aceasta a fost nevoie să se facă studii amănunțite atît în S.U.A. cît și în U.R.S.S., urmărindu-se sinereza de sedimentare a pastei de ciment, măsurarea dimensiunilor capilarelor și cercetarea proprietăților elastico-plastico-vîscoase ale pastelor.

O atenție deosebită s-a dat studiului adaosurilor de substanțe superficial active de natură organică. Acestea

---

*) Text prescurtat de prof. dr. A. Steopoe, după conferința ținută de prof. V. V. Stolnicov la 30.X.1956, în cadrul A.S.I.T.

pot modifica fundamental structura betonului întărit, astfel încît să se realizeze amestecuri de beton lucrabile la dozaje reduse de ciment, care la întărire să dea o degajare mai înceată de căldură de hidratare, iar după întărire să facă betonul mai impermeabil şi mai rezistent la acţiunea îngheţului repetat. Se pot astfel realiza unele îmbunătăţiri ale betoanelor, care mai înainte se realizau numai prin modificarea compoziţiei mineralogice a clincherului de ciment.

Adaosurile superficial active pot fi hidrofilizante sau hidrofobizante. Adaosurile hidrofilizante acţionează la interfaţa solid-lichid, măresc pelicula de produse hidratate de pe suprafaţa granulelor de clincher şi, prin aceasta, creşte mobilitatea suspensiei apoase de ciment. Lucrabilitatea betonului proaspăt se îmbunătăţeşte, ceea ce permite o reducere a dozajului de ciment cu 8—10 10%. In U.R.S.S. se foloseşte ca adaos superficial activ hidrofilizant lignosulfonatul de calciu.

Adaosurile hidrofobizante acţionează la interfaţa lichid-aer şi ele exercită o acţiune microspumantă în masa betonului. Dacă microporozitatea astfel realizată în masa betonului nu depăşeşte 4% din volumul său, se obţin următoarele caracteristici îmbunătăţite:

a) Se măreşte lucrabilitatea la vibrare a betonului. Pînă acum, lucrabilitatea se aprecia după mărimea tasării betonului şi dozajul se determina în funcţie de tasarea dorită. Dacă se apreciază lucrabilitatea după comportarea betonului la vibrare, se poate prescrie o tasare cu 30—40% mai redusă, în urma căreia se realizează o mare economie de ciment.

b) Se măreşte rezistenţa betonului la acţiunea îngheţului repetat.

c) Se dublează rezistenţa chimică a betonului la acţiunea agresivă a soluţiilor de sulfaţi.

d) Se pot folosi nisipurile fine din anumite regiuni, folosind acelaşi dozaj în ciment ca şi în cazul nisipurilor de calitate bună, prevăzute de GOST-uri.

Ca adaosuri hidrofobizante se folosesc diverse răşini şi săpunuri neutralizate. Cu ajutorul lor, s-a fabricat în U.R.S.S. cimentul hidrofob, care este insensibil timp îndelungat la acţiunea umidităţii atmosferice, putînd fi transportat şi depozitat în vrac.

In U.R.S.S. s-au mai făcut următoarele studii de materiale, care au legătură directă cu realizarea raţională şi economică a betoanelor hidrotehnice:

1. Cercetarea comportării betonului la acţiunea îngheţului repetat, prin determinarea modulului de elasticitate dinamică. Se foloseşte metoda rezonanţei, măsurîndu-se frecvenţa oscilaţiilor proprii ale prismelor de beton de 10×10×40 cm. Cu această metodă se poate determina şi autocompactizarea betonului sub acţiunea apei infiltrate, din cauza umflării gelurilor care se rehidratează. S-a constatat că frecvenţa oscilaţiilor proprii ale prismelor de beton creşte o dată cu gradul de autocompactizare. Cu cît această creştere este mai accentuată, cu atît betonul se va autoimpermeabiliza într-un timp mai scurt.

2. Pentru executarea betonărilor sub apă, care au luat o mare dezvoltare în U.R.S.S., se cer atît cimentului, cît şi betonului anumite calităţi. Pentru pasta de ciment se cere o tendinţă redusă de sedimentare în apă, o anumită viscozitate (pentru a avea o mobilitate mare) şi rezistenţă mecanică bună. Pentru beton, aceste calităţi se apreciază după tendinţa de segregare şi după tasare. Pentru aprecierea rezistenţei betonului direct în lucrare, fără distrugerea piesei de construcţie, s-a creat un aparat cu disc, cu care se loveşte piesa de construcţie, iar rezistenţa se apreciază după urma lăsată de disc pe suprafaţa betonului.

3. Executarea betonării prin metoda injectării pastei de ciment în masa de agregate în prealabil compactizată. Această metodă se aplică şi în Canada. Ea permite să se folosească agregate de dimensiuni mai mari decît în cazul betonărilor obişnuite, iar consumul de ciment la 1 m³ de beton se reduce simţitor.

4. Pentru betonarea părţilor interioare ale construcţiilor masive de beton s-a studiat folosirea dozajelor reduse concomitent cu întrebuinţarea adaosurilor superficial active hidrofobe.

5. Cercetările făcute spre a vedea limita admisibilă a conţinutului de mică în nisipurile locale au arătat că această limită variază după natura micei prezente: în cazul biotitului, care are o structură mai grosolană, se poate admite un conţinut pînă la 5% mică pentru betonul aflat permanent sub apă şi numai pînă la 3% pentru betonul supus la acţiunea îngheţului repetat. In cazul moscovitului, care are o structură stratificată mai fină decît biotitul, conţinutul admisibil de mică este de 1,5—2 ori mai redus decît în cazul biotitului.

6. S-a studiat şi s-a aplicat în practică folosirea agregatelor poroase la lucrările hidrotehnice, de la care nu se cere o greutate specifică aparentă mare. In felul acesta s-au putut folosi rocile locale poroase din Armenia, care în beton exercită asupra pastei de ciment un efect de autovacuumare, favorabil pentru betoanele hidrotehnice.

7. S-a studiat rezistenţa la uzură a betonului sub acţiunea apelor care transportă aluviuni. Pentru aceasta s-a creat o metodă specială de cercetare, betonul fiind turnat în formă de segmenţi, cu care se căptuşeşte în interior un tambur metalic şi în acesta se introduce în mişcare rotativă apă cu suspensii de granule de cuarţ. Betoanele cu agregate poroase se uzează de patru ori mai mult decît acelea cu agregate grele obişnuite, iar vacuumarea betonului dublează rezistenţa sa la uzură.

8. S-a trecut la betonarea lucrărilor hidrotehnice pe timp de iarnă folosind, fie încălzirea componenţilor betonului, fie încălzirea blocurilor de beton puse în lucrare, fie renunţînd la încălzire şi folosind adaosuri mari de cloruri, spre a împiedica îngheţarea apei de amestecare. Folosirea adaosului de cloruri dă betonului anumite particularităţi, care îi limitează domeniul de întrebuinţare numai la construcţiile hidrotehnice de mică importanţă şi nearmate.

Prof. Dr. A. STEOPOE

Cronică

Institutul hidrotehnic „Inginer Iaroslav Černi", Beograd — R. P. F. Iugoslavia

Realizarea planului de industrializare și electrificare al R.P.F. Iugoslavia a necesitat — între altele — lărgirea și îmbunătățirea muncii de studii și cercetări hidrotehnice. In acest scop, în anul 1948 s-a înființat Institutul hidrotehnic „Inginer Jaroslav Černi", la Avala, lîngă Beograd (fig. 1).

Institutul poartă numele inginerului Jaroslav Černi, pionier al activității hidrotehnice jugoslave.

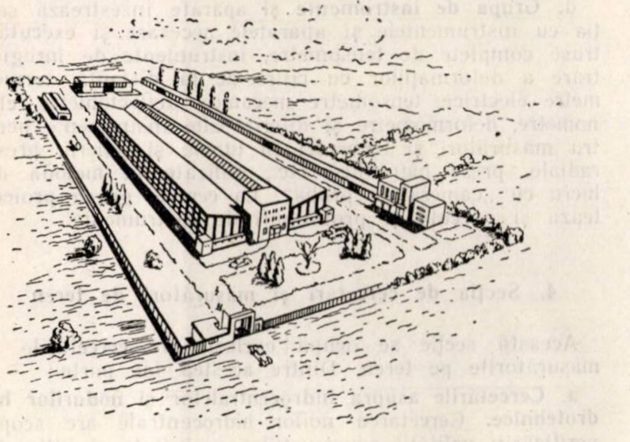


Fig. 1. Vedere de ansamblu

Institutul hidrotehnic de la Avala își desfășoară activitatea sub îndrumarea Academiei de Științe a Serbiei.

Sarcina institutului este de a rezolva probleme tehnico-științifice complexe, legate de construirea noilor lucrări hidrotehnice.

Laboratorul de hidraulică al institutului a fost programat să se realizeze în două faze. In prima fază, deja terminată, hala principală ocupă o suprafață de 3 300 m², iar ulterior va ajunge pînă la 11 000 m².

Avînd în urma sa opt ani de activitate, Institutul hidrotehnic „Inginer Jaroslav Černi" afiliat și la Asociația Internațională de Cercetări Hidraulice (A.I.R.T.H.), s-a dezvoltat treptat ca un organism puternic și folositor, organizat în prezent pe cinci secții.

1. Secția de hidraulică

Cuprinde în compunerea sa laboratorul „Avala", creat în 1948. Aici se fac studii teoretice și experimentale asupra diferitelor probleme hidraulice:

a. **Din hidraulica industrială:** deversarea și descărcarea apelor mari la baraje, goliri de fund, castele de echilibru și lovitura de berbec în conducte forțate, curgere prin tunele și galerii de aducție, disiparea energiei, mișcări nepermanente în canale cu nivel liber, ecluze etc.

b. **Din hidraulica fluvială:** regularizarea cursurilor de apă, prize de apă, navigația interioară, capacitatea de scurgere a cursurilor de apă, studiul aluviunilor pe rîuri, transmiterea undei de viitură provocate de distrugerea barajelor pe rîuri, debușarea afluenților în cursul principal, debușarea fluviilor în mare.

c. **Din hidraulica maritimă:** studiul valurilor și curenților litorali, apărarea malurilor litorale contra acțiunii valurilor și a înnisipării, apărarea acvatoriilor portuare contra înnnisipării, stabilitatea profilului transversal al digurilor asupra deltelor, surparea malurilor în lacuri sub acțiunea valurilor, fenomene de maree etc.

d. **Din hidraulica subterană:** filtrația pe sub construcții pe medii poroase, filtrația prin diguri și baraje de pămînt, studii de filtrație pe bază de analogii electrohidrodinamice.

e. **Diferite alte probleme hidraulice:** observarea și măsurarea debitelor de ape mari pe canale și albii naturale, eroziuni, cavitație, studii de remuu, curenți aerați, hidrotransport, hidromecanizare.

Laboratorul are atelierele sale pentru modele, instrumente de măsurat și instalații anexe.

Atelierul de modele construiește modele de beton, mase plastice (polivinil), lemn și metal.

Atelierul de mecanică de precizie și de mașini construiește instrumente și dispozitive de măsurat, rezolvînd totodată problemele curente de întreținere a pompelor și motoarelor.

Atelierul de tinichigerie lucrează conducte, rezervoare, vane, deversoare și alte obiecte similare, necesare modelelor. Laboratorul fotografic execută fotografii și filme de studii pe modele. Intre acestea trebuie remarcat un film de prezentare a activității institutului cu momente din diferitele etape și aspecte ale muncii, în diferitele compartimente de cercetări, începînd de la înființare.

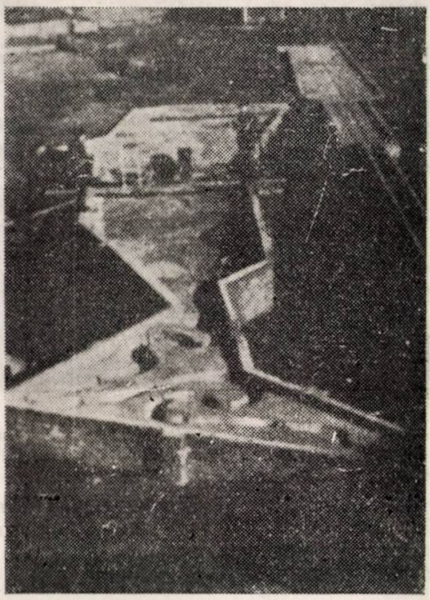


Fig. 2. Studiu pe model în aer liber al unui sector al rîului Morava

2. Secția de Hidrologie, Gospodărirea apelor și Hidroenergetică

Secția rezolvă probleme hidrologice, de gospodărire a apelor și energetice, fiind împărțită în trei grupe corespunzătoare:

a. **Grupa hidrologică**, se ocupă de studii topografice, hidrologice, hidrogeologice și climatice care servesc drept bază proiectării hidroenergetice și de amenajare a apelor. Pe baza datelor culese de grupă se studiază elementele climatice, regimul precipitațiilor, regimul curgerii de suprafață, regimul rîurilor și al viiturilor, problema erodărilor și aluviunilor, problema acumulărilor etc.

Studiile conduc la elaborarea metodelor de prognoză hidraulică, la fixarea stațiilor rețelei hidrologice și hidrometrice și a programului lor.

b. **Grupa de studii de bază pentru gospodărirea apelor** se ocupă de probleme de gospodărire a apelor și de hidroenergetică, prin a căror soluționare se capătă elemente de plecare în proiectarea diferitelor obiecte hidrotehnice care interesează economia ţării.

Grupa efectuează studii de rezerve de apă din ploi şi zăpezi, inundaţii, navigaţie, lacuri de acumulare, poluarea apelor, deservirea hidraulică a agriculturii.

Pe baza datelor sistematizate şi a soluţiilor cercetate ,grupa execută cadastrul teritoriilor studiate (cadastru hidroameliorativ, cadastrul apelor subterane, torenţi, acumulări, căi pe apă şi alte ramuri de folosinţe).

c. **Grupa hidroenergetică** studiază stocul utilizabil în scopuri hidroenergetice şi face cadastrul său hidroenergetic. Pe baza studiilor de gospodărire a apelor, grupa cercetează şi bilanţul hidroenergetic al apelor, redactează grafice dispecer pentru diferite bazine de acumulare.

Grupa hidroenergetică proiectează şi puterile hidrocentralelor energetice în perspectivă pe diferitele rîuri, în concordanţă cu directivele planului de creştere a producţiei de energie electrică.

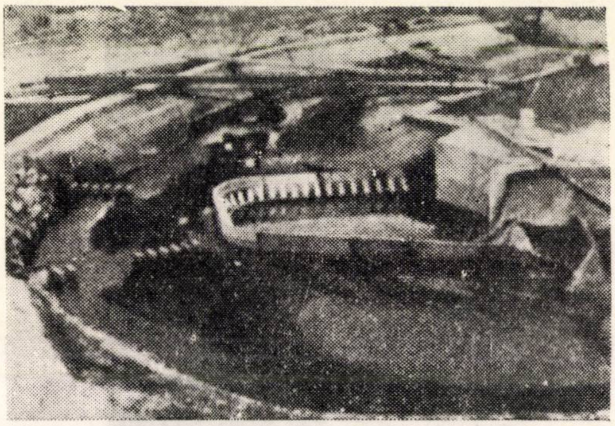


Fig. 3. Cercetarea pe model a efectului prezenţei inaintei de lucru cu batardou, în faza a II-a a lucrărilor la CHE Zoornik

Cercetările Secţiei de Hidrologie, Gospodărirea apelor şi Hidroenergetică sînt publicate sub forma unor studii sistematice asupra celor mai însemnate probleme din domeniul respectiv de activitate.

3. Secţia de Construcţii hidrotehnice

Este alcătuită din patru grupe specializate pentru încercări, studii şi prelucrări ale datelor experimentale.

a. **Grupa de încercări geotehnice** efectuează încercări experimentale asupra comportării elasto-plastice a pereţilor şi îmbrăcăminţilor tunelelor hidrotehnice, a terenului de fundaţie al barajelor, atît înainte de punerea sub sarcină, cît şi după intrarea în funcţiune. Grupa a lucrat pînă în prezent la toate lucrările importante din R.P.F. Iugoslavia, ceea ce a dus la o pregătire bună a cadrelor şi la perfecţionarea instrumentelor de lucru, la dezvoltarea unor metode noi de lucru, confirmate de către practică drept satisfăcătoare şi totodată economice.

De asemenea, a contribuit la îmbogăţirea elementelor teoretice, prin prelucrarea ştiinţifică a datelor experimentale.

b. **Grupa de cercetări asupra construcţiilor** execută cercetări experimentale, dintre care citām:

— încercări la tunele, prin metoda „camerei de probă", pentru determinarea deformaţiilor şi a permeabilităţii, a acţiunii variaţiei de temperatură etc.;

— observaţii la baraje, conducte sub presiune şi diferite alte construcţii hidrotehnice şi inginereşti.

Grupa dispune de instrumente pentru înregistrarea deformaţiilor în apă sub presiune, cu transmisie electrică şi citire la distanţă.

c. **Grupa de cercetări statice pe modele** se ocupă de următoarele tipuri de cercetări experimentale:

— *încercări fotoelastice* cu aparatură destinată cercetării modelelor mari (pînă la 60 cm); cu această aparatură se pot rezolva probleme de comportare statică a construcţiilor sub diferite tipuri de încărcări;

— *încercări statice pe modele de baraje în arc.* Grupa a încercat deja două modele de baraje în arc şi a proiectat un baraj experimental, care să permită completarea şi îmbunătăţirea metodei de cercetare, precum şi modul de calcul al deformaţiilor transpuse de la model la natură.

d. **Grupa de instrumente şi aparate** înzestrează secţia cu instrumentele şi aparatele necesare şi execută: truse complete de tensometre, instrumente de înregistrare a deformaţiilor cu citire de la distanţă, termometre electrice, tensometre mecanice, deflectometre, clinometre, deformometre şi diferite alte instrumente pentru măsurători şi încercări în tunele şi galerii, prese radiale, prese hidraulice etc., utilizate în metoda de lucru cu „camera de probă". La cerere, grupa proiectează şi execută şi prototipuri de instrumente.

4. Secţia de cercetări şi măsurători de teren

Această secţie se ocupă exclusiv de cercetările şi măsurătorile pe teren. Dintre acestea fac parte:

a. **Cercetările asupra hidrocentralelor şi nodurilor hidrotehnice.** Cercetarea noilor hidrocentrale are scopul verificării: calităţii construcţiilor proiectate şi utilajului hidromecanic instalat.

Hidrocentralele existente sînt cercetate periodic prin măsurători, iar scopul cercetărilor este în primul rînd determinarea gradului de uzură al construcţiilor şi instalaţiilor, astfel ca pe baza măsurătorilor să se decidă eventuala înlocuire, reparare sau îmbunătăţire a unor părţi de construcţie ori instalaţii.

Totodată se pot compara rezultatele măsurătorilor cu cele ale calculelor iniţiale şi se perfecţionează metodele de calcul din proiectare.

Secţia efectuează măsurători diverse:

— *electrice:* randamentul generatoarelor şi transformatoarelor, gradul de încălzire al transformatorului şi generatorului, comportarea dispozitivelor electrice de protecţie a utilajului hidromecanic şi instalaţiilor;

— *mecanice:* randamentul turbinelor, funcţionarea dispozitivelor de reglaj, regimul şi calitatea funcţionării diferitelor instalaţii hidromecanice;

— *hidraulice:* funcţionarea hidraulică a diferitelor părţi de uvraje cu regim liber sau înecat, funcţionarea hidraulică a stavilelor şi vanelor, fenomene hidraulice locale, oscilaţii în castele de apă, lovitura de berbec în conducte sub presiune etc.

b. **Cercetarea aluviunilor.** Urmăreşte examinarea şi măsurarea aluviunilor tîrîte şi în suspensie pe cursuri de apă şi bazine de acumulare, debitul solid al rîului, particularităţile materialului aluvionar etc.

c. **Cercetările hidrotehnice.** Intre cele deja efectuate se numără şi cercetările asupra curenţilor de apă puternic emulsionaţi cu aer, cercetările asupra organelor de evacuare şi deversoarelor etc., în scopul culegerii de date referitoare la capacitatea de curgere la diferite nivele etc., precum şi în cel al confruntării cu datele încercărilor pe modele.

d. **Cercetările marine şi în lacuri** sînt legate în primul rînd de măsurarea amplitudinii şi perioadei valurilor, vitezei şi direcţiei curenţilor, în scopul strîngerii datelor pentru proiectarea diferitelor lucrări hidrotehnice.

e. **Măsurătorile hidrometrice.** Ţelul lor este culegerea datelor pentru studii hidrologice. Secţia face măsurători pe cursuri de apă, canale deschise, tunele etc.

Aparatura şi tehnica de lucru au fost puse la punct pentru diferitele tipuri de măsurători, în condiţii dintre cele mai variate.

f. Incercarea şi perfecţionarea metodelor de măsurat. In cadrul acestei activităţi, secţia analizează cele mai indicate metode de măsurat, precum şi posibilităţile ulterioare de perfecţionare a lor.

Secţia caută să se pună la curent cu cele mai recente metode şi cea mai modernă aparatură de măsurat.

Totodată, ea dispune de stenduri de control de precizie al aparaturii şi de tarare a instrumentelor hidrometrice noi, precum şi de un canal hidrostatic de 110 m lungime.

5. Centrul de documentare

Centrul de documentare al institutului primeşte reviste şi publicaţii de specialitate din întreaga lume. El editează lunar un buletin de „Bibliografie hidrotehnică“, nu numai pentru nevoile sale interioare, ci şi pentru organizaţiile interesate din întreaga Iugoslavie. Cartoteca centrului cuprinde rezumate indicative asupra celor mai importante lucrări de specialitate din ultimele cîteva decenii, apărute în diferite limbi şi ţări.

Centrul are o mare bibliotecă de extrase şi secţie de traduceri.

★

Prin activitatea sa, Institutul Hidrotehnic „Inginer Jaroslav Černi“ contribuie la îmbunătăţirea proiectării, la mărirea siguranţei în construcţia şi executarea diferitelor construcţii hidrotehnice.

Comenzile sînt primite de institut pe două căi:

— organizaţiile interesate încheie contracte de cercetări cu institutul, care le execută contra cost;

— organizaţiile respective se adresează institutului, specificînd că lucrările de cercetări în laborator şi teren se vor plăti printr-o cotă procentuală calculată la valoarea din devizul lucrărilor întocmit de proiectanţi şi la cea a economiilor realizate prin îmbunătăţirea soluţiilor iniţiale cu concursul tehnico-ştiinţific al institutului hidrotehnic.

Intre lucrările la care a colaborat institutul, se numără hidrocentrala deja dată în exploatare, de la Jablanića pe Neretva şi cea încă în lucru, de la Zvornik.

Ing. **M. LATEŞ**

Şedinţa lărgită a Biroului Consiliului Central A.S.I.T.

La 28 ianuarie a.c., la Consiliul Central A.S.I.T. a avut loc şedinţa cu preşedinţii şi secretarii filialelor regionale A.S.I.T., preşedinţii şi secretarii tehnici ai secţiilor de specialitate din Consiliul Central A.S.I.T., redactorii responsabili ai publicaţiilor A.S.I.T. şi numeroşi activişti ai A.S.I.T. Ing. O. Rusu prim-secretar al Consiliului Central A.S.I.T. a prezentat un referat cu privire la sarcinile Asociaţiei ca urmare a hotărîrilor plenarea C.C. al P.M.R. din 27—29 decembrie 1956. In cele ce urmează se va face o expunere succintă a principalelor teze ale referatului.

1. **Dezbaterea problemei ridicării nivelului de trai al poporului muncitor, principala preocupare a Asociaţiei.** Elementul esenţial al unui program de dezvoltare economică a unei ţări, este după cum se ştie, dezvoltarea industriei, factor hotărîtor al ridicării nivelului de trai al poporului. Creşterea nivelului de trai mai este condiţionată de proporţiile ce se stabilesc în repartizarea venitului naţional între cele trei mari domenii: consum, acumulări şi rezerve. Plenara a indicat ramurile de dezvoltare ale industriei grele în viitor, arătînd necesitatea concentrării resurselor rezultate din acumulare în sectoarele care dau eficacitatea economică maximă. Un astfel de sector este industria chimică unde condiţiile oferite de bogăţia materiei prime creează posibilităţi multiple. O dată cu dezvoltarea industriei chimice se va acorda o atenţie deosebită ramurilor: minieră, petroliferă, energetică, materiale de construcţii precum şi marilor lucrări începute în primul cincinal.

O altă condiţie pentru ridicarea nivelului de trai este existenţa bunurilor materiale, la dispoziţia consumatorilor.

Activitatea A.S.I.T. trebuie să se dezvolte şi în viitor multilateral cuprinzînd preocupările tuturor ramurilor de producţie, călăuzindu-se însă după indicaţia că toate ramurile economiei naţionale trebuie să contribuie la mecanizarea şi chimizarea agriculturii, la creşterea producţiei agricole şi a bunurilor de larg consum, necesare îmbunătăţirii continue a aprovizionării populaţiei. Astfel, plenara a hotărît orientarea industriei constructoare de maşini spre producţia de maşini şi utilaj necesar agriculturii, de utilaje petrolifere miniere şi mijloace de transport. Industria chimică a fost orientată spre producţia de îngrăşăminte chimice şi insecto-fungicide destinate agriculturii precum şi fibre sintetice şi mase plastice pentru bunuri de larg consum. Construcţia de locuinţe într-un timp scurt şi de calitate corespunzătoare va lua o mare dezvoltare.

2. **Ridicarea productivităţii muncii şi reducerea preţului de cost prin organizarea ştiinţifică a producţiei, preocupare permanentă a Asociaţiei.** Ridicarea productivităţii muncii şi reducerea preţului de cost necesită un permanent progres al ştiinţei şi tehnicii, introducerea în producţie a celor mai noi cuceriri ale acestora. Reducerea cheltuielilor de producţie paralel cu dezvoltarea producţiei, trebuie să fie obţinută prin folosirea mai bună a utilajului de producţie existent, modernizarea utilajului, modernizarea întreprinderilor. Totodată trebuie introduse procedee tehnologice noi, moderne, folosite rezervele de materii prime, materiale, energie, însemnate rezerve ale ridicării productivităţii muncii şi reducerii preţului de cost. Asigurarea unei bune aprovizionări, gospodărirea justă a materialelor, constituie chei ale realizării planului de producţie. Folosirea unor tehnologii învechite duce la un consum ridicat de materiale şi, în consecinţă, la mărirea greutăţii multor agregate. In privinţa economiei de materii prime, un accent deosebit se pune pe economia metalului. Totodată o atenţie deosebită trebuie acordată economisirii combustibilului şi energiei prin reducerea consumurilor specifice.

A.S.I.T. are datoria de a dezbate cu competenţă problemele organizării ştiinţifice a producţiei, să propună soluţii în scopul obţinerii unei înalte productivităţi, un preţ de cost minim şi o calitate superioară.

In scopul ridicării nivelului de trai, plenara a luat hotărîri privind îmbunătăţiri în domeniul salarizării care constă în ridicarea salariului nominal şi salariului real cît şi în cointeresarea materială a oamenilor muncii la ridicarea tehnico-economică a producţiei. Plenara a hotărît — în acest sens — înfăptuirea unei normări mai bune a muncii. Pentru o justă rezolvare a problemei normării este nevoie să se asigure o temeinică pregătire tehnologică a fabricaţiei.

3. **Participarea mai activă a inginerilor şi tehnicienilor ca şi a Asociaţiei la rezolvarea problemelor organizării ştiinţifice şi conducerii producţiei.** Sarcinile şi răspunderea colectivelor în întreprinderi au crescut simţitor prin reducerea centralismului excesiv. Posibilităţile şi drepturile conducerilor din întreprinderi s-au lărgit foarte mult. Iniţiativa oamenilor muncii joacă un rol important în conducerea şi realizarea economiei. Una din formele cele mai eficace de participare a maselor la conducerea producţiei o constituie consfătuirile de producţie.

Cercurile A.S.I.T. au datoria de a colabora cu sindicatele în organizarea acestor consfătuiri, de a dezbate problemele producţiei şi a propune soluţii eficiente.

Documentare

Incercări pe model la un evacuator sifon, „Wasserwirtschaft und Wassertechnik", nr. 10 (1956), p. 316—319.

Pentru evacuarea apei de răcire provenind de la o centrală electrică, s-a prevăzut instalarea unei baterii compuse din trei sifoane de cîte 2,60 m lățime liberă, despărțite prin pereți de 0,40 m înălțime. Inălțimea la coronament este de 1,0 m, canalul de absorbție de 0,50 m înălțime debușează cu o deschidere de 0,65 m amplasată la cota — 0,90 m față de nadierul aval, prevăzut cu dinți Relibock la 7,90 m distanță de peretele sifonului. Debitul afluent de apă de răcire variază între valoarea maximă = 55.000 m³/h și cea minimă = 11.000 m³/h. Viteza maximă în canalul de aducție se limitează la 2,5 m/s, iar în bieful aval se înregistrează variații ale nivelului apei de la cota +2,0 m la +3,0 m.

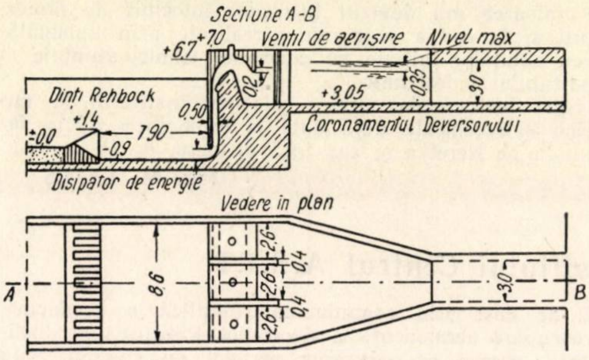


Fig. 1. Secțiune și vedere în plan a sifonului.

Incercările pe model executate au avut drept scop măsurarea subpresiunilor care apar în timpul funcționării, cît și adaptarea construcției proiectate pentru a se obține o amorsare rapidă a sifonului, ca urmare a limitării variațiilor de nivel în bieful amonte.

Ținînd seamă de natura fenomenului hidraulic s-a aplicat legea de modelare Froude:

lungimi	10 : 1
suprafețe	100 : 1
volume	1000 : 1
viteze	$\sqrt{10} : 1$
debite	$10^{5/2} : 1$
presiuni unitare	10 : 1
timp	$\sqrt{10} : 1$

Incercările pe model au arătat că, în cazul cînd cele cinci agregate de pompare intră brusc în funcțiune, nivelul maxim admis (+0,35 m peste cota deversorului) este depășit cu circa 0,33 m, ceea ce este practic acceptabil, avînd în vedere garda existentă de 0,95 m din amonte. De altfel, acest fenomen are loc numai la începutul funcționării: conectări și deconectări repetate au dovedit cu prisosință, că nu există pericol ca centrala să fie inundată datorită ridicării nivelului amonte.

Amorsarea rapidă a sifonului a putut totuși fi obținută numai datorită prevederii unui „nas" la 20 cm sub cota coronamentului și instalării unui dispozitiv automat de evacuare a aerului antrenat, comprimat la o presiune superioară celei atmosferice. S-a ajuns astfel la egalizarea presiunilor interior-exterior și — datorită faptului că ventilul se închide automat cînd presiunea aerului din sifon scade sub cea atmosferică — s-a obținut o eficacitate completă a sifonului. Randamentul hidraulic η măsurat la debitul maxim variază între 0,7 și 0,8.

Măsurătorile de presiune efectuate, pentru diverse nivele de apă în aval, au condus la valori cu circa 30% mai mari decît subpresiunile calculate cu ajutorul formulelor stabilite de Laufer, care indicau valori variind între —1,007 la —1,037 m la coronament, și între —1,66 la —1,69 m la orificiul aval. Incercările pe model efectuate și rezultatele obținute au condus la adoptarea unor modificări constructive care să asigure o funcționare ireproșabilă.

Țevi din materiale plastice, adecvate pentru alimentarea cu apă potabilă rece, „Civil Engineering" aprilie 1956, p. 57—59.

In ultimii 3 sau 4 ani s-au efectuat cercetări pentru a se stabili dacă țevile executate din material plastic sînt adecvate pentru alimentarea subterană cu apă potabilă. Cercetările au luat în considerație menținerea calității apei și protecția sănătății publice. Au fost cercetate 3 eșantioane de țevi din polietilenă, 8 din polistirenă cu modificări tip cauciuc, 5 eșantioane de țevi din clorură de polivinil (inclusiv Saranul, un polivinil-vinilliden) și 3 de butirat-acetat de celuloză. Afară de aceste eșantioane din materiale inițial indicate pentru alimentarea cu apă, s-au mai experimentat și 3 eșantioane inițial nerecomandate, și anume: unul din izolant electric pe bază de polietilenă, unul din clorură de polivinil conținînd un compus complex al plumbului și ultimul din clorură de polivinil conținînd săruri de cadmiu și bariu. S-au cercetat reacțiile posibile ale acestor materiale cu mediul înconjurător, adică aer, apă și sol. Pentru control s-au utilizat țevi similare din oțel galvanizat sau cupru. Efectul aerului s-a manifestat prin ușoare schimbări de culoare în unele cazuri și prin formarea unui strat superficial subțire pe polistirena cu modificări tip cauciuc.

După menținerea țevilor timp de un an într-un sol cu $pH'=2{,}0$ și temperatura de 35°C, materialele plastice nu au arătat decît modificări minore. Același sol însă a produs găuri într-o țeavă de oțel galvanizat și o oxidare puternică a țevilor de cupru. După menținerea țevilor timp de un an în apă la 35°C s-au observat schimbări ușoare de culoare, apariția unui strat superficial subțire și, în unele cazuri, apariția unor ciuperci. In condiții identice, pe țeava de cupru s-a depus un sediment negru fin, iar pe cea de oțel galvanizat un precipitat alb. S-a observat că țevile din material plastic, mai ales cele din polietilenă sînt atacate de rozătoare (rattus norvegicus și rattus rattus).

Cînd țevile au fost supuse atacului unei ape agresive ($pH=5{,}0$) cele inițial recomandate nu au arătat că apa ar fi extras din ele vreo substanță. Dimpotrivă, apa s-a colorat în prezența izolantului electric din polietilenă și a extras cantități importante de plumb și cadmiu din plasticele care conțineau săruri ale acestor metale. Nu s-au constatat extrageri de bariu. Apa menținută în contact cu țevi din materiale plastice nu a căpătat un miros sau gust mai accentuat decît al celei ținute în contact cu țevi metalice. O singură excepție s-a remarcat în cazul țevilor din acetat-butirat de celuloză, în care caz mirosul și gustul se datorau solventului cimentului utilizat la împreunare. Schimbarea acestui solvent va remedia inconvenientul.

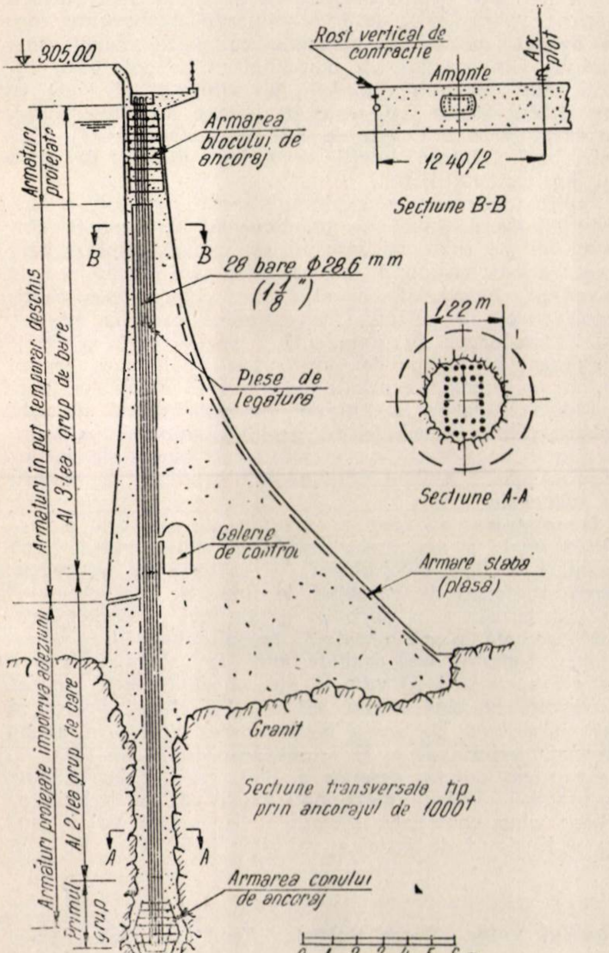
Experiențe făcute cu apă însămînțată cu bacili E. Coli și menținută în țevi din plastice au arătat că această apă poate fi dezinfectată satisfăcător cu ajutorul hipocloritului și că țevile din materiale plastice suportă concentrații de dezinfectant mai mari decît cele suportate de țevile de cupru sau de oțel galvanizat.

Alte experiențe au constat în alimentarea unor grupe de șoareci numai cu apă trecută prin țevi din materiale plastice sau numai cu apă trecută prin țevi de cupru. Creșterea, consumul de alimente și consumul de apă au fost aceleași în toate grupele. După o perioadă de 18 luni, 36 dintre șoareci au fost sacrificați și rezultatele autopsiei nu au arătat vreun efect anormal care să poată fi atribuit materialelor plastice în chestiune.

Experiențele făcute au arătat că materialele plastice au proprietăți importante, datorită cărora multe din ele sînt recomandabile pentru confecționarea țevilor de alimentare cu apă potabilă rece. Problema constă în a găsi un mijloc de identificare a materialelor care să permită inginerului să aleagă numai acele țevi care au trecut încercările cu succes.

Un baraj precomprimat din Scoția, „Concrete and Constructional Engineering", vol. LI, nr. 7 (1956) p. 419—423.

Pe rîul Allt-na-Lairige (Scoția) este în curs de execuție un baraj de beton precomprimat, formînd un lac de circa 3,6.10⁶ m³ capacitate. Barajul are o lungime totală de circa 415 m și o înălțime maximă de circa 22 m. Partea deversantă a construcției și ploturile laterale de înălțime redusă sînt de tipul obișnuit — de greutate — însă porțiunea centrală pe o lungime de circa 295 m este precomprimată. Principiile de proiectare adoptate sînt oarecum diferite de cele curent admise la alcătuirea barajelor de greutate; astfel, s-a luat în calcul subpresiunea cu valoarea ei neredusă la piciorul amonte, iar în jumătatea inferioară a paramentului aval s-a admis existența unor eforturi principale de întindere de maximum 3,5 kg/cm², în ipoteza lacului gol, prevăzîndu-se însă aici o armare slabă sub formă de rețea. De asemenea, a fost armată și porțiunea de baraj sub coronament, pentru a prelua eforturile de compresiune (circa 175 kg/cm²) transmise de plăcile de ancoraj.



Înainte de începerea lucrărilor s-au întreprins lucrări de cercetări pe amplasamentul barajului, în scopul determinării lungimii necesare de ancoraj în rocă și al alegerii unei cămășuieli adecvate pentru armătura pretensionată. S-au folosit piese Freyssinet, înglobate în betonul turnat la baza puțului de probă, realizîndu-se astfel o forță verticală de 4 400 t.

Barajul este alcătuit din ploturi de 12,8 m lungime, avînd fiecare cîte două ancoraje la 6,4 m. Ancorajele s-au realizat prin excavarea unui puț de 1,2 m diametru, dus pînă la circa 8,2 m sub cota fundației, în granitul care constituie roca de bază; partea inferioară a puțului a fost executată conic, pentru a asigura ancorarea armăturii. Fiecare ancoraj este format din 28 de bare de mare rezistență, de 28,6 mm diametru ($1^1/_8$") supuse la un efort de pretensionare de 2 940 kg/cm²; efortul remanent este de 2 660 kg/cm², ceea ce conduce la o forță totală de 1 040 t/ancoraj. La capătul superior, barele sînt ancorate într-o placă metalică, iar modul lor de așezare permite accesul în puț pentru asamblare și betonare.

Montarea barelor s-a făcut în trei pachete succesive, dintre care primele două se găseau sub nivelul fundației și au fost betonate în puțul de ancoraj și fundația barajului. Barele erau acoperite cu un înveliș de hîrtie gudronată și protejate cu hîrtie bitumată. Armăturile au fost coborîte în puț cu o macara derrick și înglobate într-un beton de calitate (1:4). După montarea celui de-al doilea grup de bare, s-a continuat cu betonarea pînă la nivelul canalului de drenaj, armăturile fiind în prealabil supuse unei ușoare tensionări. Deasupra acestei cote, barele au fost amplasate într-un puț cu dimensiunile de circa 1,20×0,70 m, care a rămas deschis pînă după terminarea operațiilor de tensionare a armăturii.

Al treilea grup de bare a fost coborît în puț și solidarizat cu armăturile deja montate în momentul în care betonarea ajunsese la circa 4 m sub cota coronamentului. S-a trecut apoi la turnarea blocului de ancoraj și la montarea plăcii metalice într-un beton 1:3, precum și la betonarea puțului, barele fiind protejate prin învelișul lor și ferite să adere de beton, după care s-a trecut la tensionarea definitivă a armăturilor.

Ținînd seamă de eforturile relativ reduse din corpul barajului (exceptînd zona ancorajelor) s-a procedat la o zonare în consecință a betonurilor. Granula maximă admisă a fost de 63,5 mm ($2^1/_2$"), iar nisipul de concasaj a fost amestecat în proporții egale cu nisip de rîu. Pentru îmbunătățirea lucrabilității s-au folosit plastifianți cu antrenare de aer.

Economicitatea soluției descrise decurge din faptul că eforturile din pretensionare au condus la o creștere a stabilității construcției, costul respectiv fiind numai jumătate din cel al betonului necesar pentru a se obține un efect favorabil echivalent. La aceasta se mai adaugă reducerea excavațiilor, a duratei de execuție etc. Astfel, forțele avînd efect de stabilitate se compun (în cazul de față) din: 44 000 t — greutatea betonului și 48 000 t — efort vertical de precomprimare, pentru porțiunea de baraj executată în acest mod.

Problemele alimentării cu apă ale Nepalului, „Civil Engineering", aprilie, 1956, p. 48—50.

Katmandu, capitala Nepalului, are împreună cu suburbiile sale, circa 140.000 locuitori. Valea Katmandu este închisă de munți înalți de 3 600 m prin ale căror trecători de 2 300 m nu se poate trece decît cu avionul, cu piciorul sau călare. Mărfurile pot fi aduse şi cu funiculare. Oraşul Katmandu este alimentat cu apă din trei surse: Balaju, Maharagunj şi o sursă relativ mică situată în partea de sud-vest a oraşului. Sursa Balaju adună apa din trei baraje situate la circa 10 km de rezervorul central, unde se construieşte o staţie de filtrare. Apa de la baraje este adusă prin conducte de 6” pînă la 5 km de la staţia de filtrare şi la 15 m deasupra acesteia. De aici apa ajunge la filtre printr-o conductă de 12”. Debitul normal este de 92 l/s, dar el scade cu 1/3 în lunile aprilie, mai şi iunie. In curs de amenajare se mai află o sursă suplimentară de 7 l/s, care va debita direct în staţia de filtrare printr-o conductă de 6”. Staţia de filtrare, a cărei construcţie a fost începută acum 5 ani, este proiectată pentru a trata 400 m^3/h. Una dintre funcţiunile ei principale este eliminarea minereului de mica, nociv sănătăţii, care se găseşte în general în apele din regiune. In staţia de filtrare nu mai sînt de instalat decît cîteva vane şi armături, cum şi pompa de spălare cu motorul ei de 75 CP.

Sursa de la Maharagunj are un debit de 95 m^3/h şi este similară celei de la Balaju. Şi aici se află în construcţie o staţie de filtrare. Din cele două surse citate se alimentează circa 100 000 oameni mai ales prin cişmele plasate în stradă.

A treia sursă provine din izvoare şi apa este adusă de la 6,5 km printr-o conductă de 4” cu o cădere de 107 m.

După cum se vede, nicăieri nu este nevoie de pompe şi s-ar părea că nu există motive de întrerupere a apei. În realitate, în lunile uscate apa este foarte la preţ şi adeseori fermierii aşezaţi lîngă conducte le sparg şi lasă apa să se reverse pe ogoarele lor. Astfel, alimentarea oraşului suferă pînă la astuparea scurgerii şi apa lipseşte tocmai cînd este mai multă nevoie de ea.

Problemele alimentării capitalei sînt: 1) reducerea risipei produse de hidranţi fără vane, vane stricate şi conducte sparte; 2) să se elimine mica; 3) să se mărească cantitatea de apă disponibilă, mai ales în sezonul uscat. Cea mai bună soluţie constă în utilizarea de puţuri. Problema a doua poate fi rezolvată prin staţii de filtrare şi, dacă pompele de spălare nu pot fi trecute peste munţi, s-a propus ca ele să fie înlocuite cu bazine de apă de spălare.

În zonele rurale aprovizionarea cu apă se face prin intermediul izvoarelor ,al puţurilor, bazinelor şi rîurilor. Unele izvoare au fost bine amenajate şi dau o apă satisfăcătoare din punct de vedere sanitar. Puţurile însă nu sînt acoperite şi prăjinile sau funiile cu care se extrage apa nu sînt menţinute curate. Bazinele sînt depresiuni în care se colectează scurgeri de suprafaţă sau prisosul izvoarelor. Apa acestor bazine este utilizată la spălat şi scăldat. Castele inferioare neavînd voie să sape puţuri, utilizează această apă şi pentru băut. In sfîrşit, despre rîuri se poate spune că apa lor este curată cînd debitul este suficient, dar calitatea scade în sezonul uscat. Se înţelege astfel că anumite boli sînt foarte răspîndite şi între ele se numără: holera, febră tifoidă, dizenteria şi diverse diaree.

Puţurile ar putea fi amenajate satisfăcător prin înlăturarea corpurilor străine, prin îmbunătăţirea drenajului în apropiere şi prin aşezarea unui acoperiş etanş prin care apa să poată fi extrasă cu ajutorul pompelor. Asemenea puţuri nu există probabil decît în zona Nepalului aşezată în cîmpia Gangelui, zonă numită Terai. In general ,aceste puţuri au adîncimi variind între 9 şi 75 m. La mai puţin de 24 m gustul apei este rău, datorită probabil unui conţinut ridicat de fier. In general, puţurile sînt arteziene şi pot fi utilizate cu ajutorul unei pompe aspiratoare.

Noi progrese în aparatajul pentru controlul calităţii apei, „Wasser Wirtschaft Technik“, nr. 9, 1956.

Controlul continuu al calităţii apei este una din grijile permanente ale uzinelor mari de apă. Astfel sînt în funcţiune următoarele aparate pentru indicarea valorii momentane cît şi cu înregistrarea continuă pentru pH-ul apei; determinarea concentraţiei CaO dizolvat într-o soluţie apoasă necesară pentru neutralizarea acidităţii apei; determinarea turbidităţii apei; determinarea excesului de clor.

Aparatul înregistrator al pH-ului constă în principiu dintr-un electrod de calomel cufundat într-o soluţie de KCl şi dintr-un electrod de antimoniu metalic, care se află într-o cuvă prin care circulă apa. Forţa electromotoare între cei doi electrozi se determină printr-un montaj de compensaţie, valoarea rezistenţei necesare pentru compensare f.e.m. este un indice asupra pH-ului apei. Intrucît această constantă este funcţie de temperatură, două termometre de rezistenţă acţionează drept compensatori de temperatură.

Pentru controlul permanent al soluţiilor apoase de CaO, necesare pentru micşorarea acidităţii apei (pentru mărirea valorii pH), se întrebuinţează instrumente care se bazează pe acelaşi principiu ca şi cel descris mai înainte. Din practică s-a constatat că se pot folosi soluţii care nu ating gradul de saturaţie al CaO în apă (solubilitatea CaO este în funcţie de temperatură, de exemplu la 20°C este de 1,35 kg CaO/m^3 H_2O). Uzinele însă folosesc soluţii ceva mai diluate de circa 1,1 kg CaO/m^3 H_2O.

Pentru determinarea şi înregistrarea continuă a turbidităţii s-a dezvoltat un nefelometru, care constă dintr-un bec ce emite un fascicul de lumină, riguros constant; acesta trece printr-un vas prin care circulă apa de examinat. Fasciculul, ieşind, cade asupra unei celule fotoelectrice de seleniu, iar curentul care ia naştere este transformat în impulsuri electrice care se înregistrează. In funcţie de substanţele solide care parţial absorb o anumită cantitate de energie luminoasă, parţial deviază razele de lumină, ele nemaiputînd să cadă asupra celulei fotoelectrice, energia luminoasă la ieşire este mai mică decît cea debitată de lampa de la intrare. Această scădere este măsura cantităţii de materii în suspensie.

Înregistrarea continuă a excesului de clor este o problemă poate şi mai importantă decît cele amintite pînă acum. Principiul determinării se bazează tot pe măsurarea diferenţei de potenţial al unui electrod cufundat în apă tratată prin clorizare şi al unui al doilea electrod care stă în apă netratată. Trebuie observat că eficacitatea clorizării apei depinde mult de valoarea pH-ului. La $pH = 6{,}8$ şi 30 min, o apă obişnuită este complet sterilizată, pe cînd la un $pH = 11$, efectul bactericid este inexistent. De aceea neutralizarea apei prin adaos de CaO trebuie să se facă neapărat după clorizare.

Aparatele mai sus descrise au dat rezultate foarte bune în practică. Trebuie menţionat totuşi că ele trebuie aproape zilnic controlate şi verificate cu soluţii etalon pentru a fi siguri de justeţea valorilor indicate.

Canalul Volga—Marea Baltică „Trud“, nr. 265, 1956

In cursul acestui an a fost deschis un nou şantier pentru construcţia canalului navigabil Volga—Marea Baltică, ce va trece prin lacul Onega.

Canalul va avea o lungime de peste 350 km şi va înlocui vechiul sistem de canale astăzi inutilizabil, construit acum 150 ani. In loc de fostele 38 ecluze de lemn învechite, vor exista numai 9 ecluze de tip modern, care vor permite navigaţia pentru nave mari de pasageri şi mărfuri. Pe traseu se vor construi trei centrale hidroelectrice şi o staţie de pompare şi se vor amenaja importante lacuri de acumulare, dintre care cel de la Cerepoveţk va avea o lungime de 280 km şi o lărgime pînă la 30 km.

Volumul total al lucrărilor de excavaţie este de 33 milioane m³. Afară de aceasta, se vor executa lucrări de rambleiere de 9 milioane m³ şi se vor monta 18 mii tone construcţii metalice. Canalul va avea în total şase noduri hidraulice.

Baraje de pămînt, „Wasser und Energiewirtschaft", nr. 2 (1956).

Importanţa barajelor de pămînt devine din ce în ce mai mare, ceea ce reiese din faptul că în ultimele decenii, într-o serie de ţări, din totalul numărului de baraje, un procentaj ridicat îl ocupă cele de pămînt (de exemplu în S.U.A. 45%).

Chiar pentru Elveţia, care pînă acum a executat baraje de beton considerabile, se întrevede că într-un viitor apropiat se vor executa şi baraje de pămînt sau de anrocamente.

Folosirea barajelor de pămînt are multiple avantaje. Astfel, la acestea nu se pun condiţii speciale pentru roca de fundaţie, ele putînd fi fundate pe terenuri cu rezistenţe admisibile mult mai mici şi chiar pe terenuri relativ permeabile, cînd se iau anumite măsuri de precauţii. Chiar în cazul unor situaţii geologo-topografice egale, numai un calcul economic poate să arate superioritatea uneia dintre soluţii. După experienţa cîştigată pînă acum se mai arată că un baraj de pămînt este mai rentabil cînd 1 m³ din corpul barajului costă circa 1/5—1/4 din costul unui metru cub de beton pus în operă. Barajul de pămînt trebuie însă în orice caz înălţat cu 3,0—4,0 m deasupra nivelului maxim extraordinar, deoarece o deversare peste el ar duce la distrugerea lui.

Avîntul pe care l-a luat în ultimul timp construcţia barajelor de pămînt este datorit mai ales procedeelor noi folosite în mecanica terenurilor, astfel încît semi-empirismul de odinioară a făcut loc unei ştiinţe bine fundate în privinţa alcătuirii constructive şi a dimensionării raţionale.

Se tratează în mod detaliat problemele în legătură cu materialele de construcţie ale barajelor de pămînt, arătîndu-se în mod deosebit influenţa tensiunii apei în pori, în diferitele faze de execuţie şi de exploatare a unui baraj.

Se dă o clasificare generală asupra tipurilor principale de baraje, arătîndu-se în mod deosebit rolul şi funcţiunea diferitelor ecrane de etanşare ale barajelor.

Îndesarea materialului în corpul barajului este analizată de asemenea amănunţit în legătură cu metoda de verificare a densităţii după Proder. Se relevă atît importanţa alegerii materialului pentru filtru şi pentru corpul propriu-zis de rezistenţă al barajului, cît şi aceea a condiţiilor speciale de fundare în cazul unor baraje de pămînt pe terenuri slabe sau semipermeabile, arătîndu-se metodele principale de preîntîmpinare a inconvenientelor.

În ultima parte se analizează în mod critic actualele metode de calcul al barajelor de pămînt. Se arată ipotezele de calcul care trebuie avute în vedere ţinînd seamă de toţi factorii care au fost mai înainte analizaţi.

Pe lîngă aceste calcule, la construcţia barajelor de pămînt este necesară experienţa inginerului proiectant şi a celui executant. După punerea în funcţiune a barajului trebuie să se asigure un control permanent de mai mulţi ani de zile, cu privire la nivelul şi debitul apei în filtre, la deformaţiile şi deplasările construcţiei cu ajutorul aparatelor indicatoare şi înregistratoare speciale aşezate la construcţia barajului în galeriile de control.

Organizarea şantierelor pentru construcţia uzinelor hidroelectrice în regiunea muntoasă a Elveţiei, „Oesterreichische Zeitschrift für Energiewirtschaft", nr. 5 (1956).

Construcţia uzinelor hidroelectrice beneficiază de cuceririle cele mai moderne în domeniul construcţiilor pentru a le folosi la şantierele mari ale uzinelor hidroelectrice în curs de realizare în Elveţia.

Noţiunea de şantier mare este cu totul justificată dacă se ţine seamă că înaintea celui de-al doilea război mondial numai 4 baraje depăşeau cu volumul lor total 100 000 m³ (Barberine, Wäggital, Grimsel şi Dixence). Dezvoltarea impetuoasă după război se oglindeşte în următoarele cifre: 13 baraje cu un volum total de beton de 13 milioane m³.

Barajele de greutate şi evidiate de odinioară sînt astăzi folosite numai acolo unde necesitatea lor a apărut evidentă din cauza condiţiilor geologice şi topografice. Barajele de greutate ocupă totuşi un loc important în realizările moderne.

Barajele de pămînt încep să se introducă din ce mai mult. Barajul Marmorera $H = 80$ m; $V = 2{,}7$ milioane m³ (gata executat) şi barajul Göschenalp în curs de execuţie ($H = 150$ m şi $V = 8{,}0$ milioane m³).

Tabela 1

Baraje arcuite

Nr. crt.	Denumirea	Înălţimea m	Observaţii
1	Korsens	83	
2	Sambuco	120	
3	Mauvoisin	237	$V = 2{,}1$ mil. m³
4	Zebzier	156	
5	Zevreila	156	
6	Grande Dixence	284	$V = 5{,}89$ mil. m³

Aceste lucrări pot fi realizate numai cu o mecanizare modernă şi înaintată pentru a asigura ritmul accelerat care se constată. Astfel, în construcţia tunelelor se folosesc cofraje metalice mobile, din oţel, iar în ultima vreme din profile speciale de aluminiu. La betonare se folosesc pompe de beton, fixe pentru caverne, şi mobile pentru cămăşuiala tunelului, sau dispozitive pneumatice pentru transportul betonului.

Afară de procedeul utilizat la torcretarea „Gunit" se întrebuinţează un procedeu îmbunătăţit cu dispozitive noi „Spribag", iar pentru betonarea blindajului tunelelor se foloseşte procedeul „Prepact".

La construcţia barajelor de beton, tendinţe noi pot fi observate la mecanizarea înaintată a mijloacelor de excavaţii:

a) autobasculante de 8—12 m³ care deservesc excavatoarele; surplusul de excavaţii necesare execuţiei căilor de transport contrabalansează cu prisosinţă utilajele multiple şi mărunte cu capacităţi reduse, ca schipuri, plane înclinate etc., care sînt înlocuite cu utilaje grele de transport;

— forarea găurilor de mină cu utilaje speciale pentru foraje de 70—130 m;

— explozii pentru dislocări de materiale în masă (100 000 m³);

b) mijloace pentru prepararea betonului hidrotehnic:

— prepararea şi separarea pe cale umedă a agregatelor (mai ales a nisipului pentru îndepărtarea părţilor fine (sub 0,1 mm), cît şi a granulelor cu compoziţia mineralogică de mică; folosirea de instalaţii de spălare (site vibratoare şi stropitoare cu apă) pentru îndepărtarea părţilor fine din nisipuri rezultate în timpul transportului şi descărcarea necorespunzătoare de la înălţimi prea mari; dispozitive speciale pentru scurgerea apei antrenate din nisipuri; transportul cu benzi transportoare de cauciuc; încărcătoare pneumatice pentru benzile de transport în cazul unor cantităţi de beton de 4 000 m³/zi, fabrici de beton complet mecanizate tip Johnson.

Transportul betonului se face cu macarale funicular de diferite tipuri şi cu bene de 6 m³. Afară de mijloacele de transport al benelor de vagoane de cale ferată de la fabrica de beton se folosesc şi mijloace motorizate care încarcă direct în benă, economisindu-se timpul pentru agăţarea benei pe funicular.

Împrăştierea betonului pentru realizarea unor straturi de maximum 50 cm se face cu buldozerul. Vibrarea se face cu vibratoare cu arc (Ø 100 mm, n = 12 000 rot/min, greutatea circa 70 kg/buc, P = 5...7 kW). Răcirea cu ţevi prin care circulă apa rece s-a dovedit a fi mai eficace decît răcirea prin fante de aer.

Manipularea panourilor de cofraje pentru blocuri de 3 m înălţime se face cu macaralele funicular.

Transportul cimentului se face cu rezervoare de volum mic sau în vrac pe cale ferată în vagoane cisternă (26 t). Transbordarea cimentului se face fără praf, întrucît există dispozitive speciale de înfoiere a cimentului, cît şi filtre.

O deosebită mecanizare şi organizare a lucrului este necesară la barajele de pămînt unde trebuie să se realizeze umpluturi puse în operă, care ating 8 000——10 000 m³/zi (la barajul Göschnalp chiar 30 000 m³). Sînt necesare, mai ales, mijloace motorizate mari şi robuste, cum şi buldozere de dimensiuni mari. Procedee speciale în funcţie de natura materialului se folosesc şi la realizarea ecranului de etanşare.

Perspectivele construcţiilor hidrotehnice pe Vistula, „Nauka i jizni", nr. 9, 1956.

În cadrul conferinţei organizate de Direcţia generală a căilor pe apă continentale din R.P. Polonă, au fost discutate proiectele construcţiei noilor lacuri de acumulare, canale şi baraje pe Vistula.

S-a stabilit că construcţia unui baraj de 10 m înălţime în aval de Wloczlavk, va permite să se construiască aici o centrală hidroelectrică cu putere de 120 000 kW, cu o producţie anuală medie de 580 milioane kWh. Concomitent se va construi un canal navigabil de 60 km, prin care vor putea trece şlepuri cu un tonaj pînă la 1 000 t.

Un baraj de 8 m înălţime în apropierea Varşoviei va permite să se construiască o centrală hidroelectrică cu o putere de 60 000 kW, cu o producţie anuală de 270 milioane kWh.

Proiecte de irigaţii şi amenajări hidroenergetice în Israel, „Der Bauingenieur", caiet 5, 31 (1956) pag. 192—194.

1. Proiectul de alimentare cu apă pentru irigaţii a cîmpiilor şi livezilor Israelului foloseşte ca sursă cursurile de apă ale munţilor Galileii situaţi în nordul ţării. Se amenajează o arteră principală de alimentare cu direcţia nord-sud, care, utilizînd relieful foarte accidentat, este alcătuită din elemente variate, şi anume:

— 2 uzine hidroelectrice cu o putere totală de 39 500 kW;

— 5 staţii de pompare cu o putere totală de 96 600 CP;

— o serie de lacuri de egalizare şi bazine de acumulare naturale sau artificiale, dintre care cel mai mare, bazinul Battauf, conţine 300.10⁶ m³;

— 142 km conductă de beton precomprimat cu diametrul de 2,74 m şi circa 45 km cu diametrul 1,67; 9,5 km galerie; canal deschis trapezoidal;

— o reţea întinsă de irigaţii (29 km canale principale) din care s-a executat 4 050 ha şi care foloseşte un debit de 3,2.10⁶ m³/an.

Debitul captat iniţial în sistem este de 25 m³/s.

2. Amenajarea hidroenergetică Marea Mediterană—Jordan utilizează drept sursă de apă (40 m³/s) Marea Mediterană, iar ca emisar Jordanul (finalmente Marea Moartă). Amenajarea se desfăşoară pe o lungime de circa 80 km şi pe o diferenţă de nivel de circa 340 m (0 la +65 şi +65 la —275), cuprinzînd:

— o captare pe malul Mării Mediterane la vărsarea rîului Kishon;

— canalul Kishon pe albia adîncită a fostului rîu;

— o staţie puternică de pompe cu o putere de 30 400 kW la o coloană de apă de 65 m;

— canalul şi conductele de aducţie principale de secţiune dreptunghiulară, trapezoidală şi respectiv circulară, terminate într-un lac de egalizare;

— nodul de presiune în două trepte cu o primă centrală de 63 000 kW şi a doua subterană de 49 400 kW; centralele folosesc cîte două conducte forţate cu diametrul 2,28—2,75 m.

Emisarul (Jordanul) în care se iese la cota aproximativă — 275, duce apele în Marea Moartă (la cota — 392), care, deşi închisă, nu-şi ridică nivelul din cauza pierderilor de apă datorită evaporării intense.

Amenajări hidrotehnice pe fluviul Sf. Laurenţiu, „Der Bauingenieur" 31 (1956), caiet 9, pag. 346—349.

De-a lungul celor 80 km ai sectorului cataractelor fluviului Sf. Laurenţiu, la hotarul dintre Statele-Unite şi Canada, imediat aval de lacul Ontario, este în execuţie un proiect complex de amenajări hidrotehnice în vederea îmbunătăţirii navigaţiei şi a captării de energie hidraulică.

Elementele principale constructive prevăzute sînt în număr de 4, şi anume: Barajul Iroquois, barajul Long Sault, hidrocentrala Insula Bernhart şi Barajul Massena.

1. Barajul Iroquois, amplasat la începutul sectorului amenajat, are un rol multiplu: reglarea scurgerii debitelor, menţinerea unui nivel ridicat în lacul Ontario şi după îndepărtarea barei naturale de stînci din amonte de baraj şi micşorarea oscilaţiilor nivelului în lac, asanarea mlaştinilor, înlesnirea creării unui strat fix de gheaţă în locul celui instabil, care, cînd se pune în mişcare, aduce mari prejudicii construcţiilor hidrotehnice, reţinerea în matcă a unei mase importante de apă în cazul eventualei distrugeri a vreunui dig din sectorul aval.

Barajul, în lungime de 585 m, este de tip descompus, cu pile şi stăvilare plane Stoney, avînd 32 de deschideri de cîte 18 m între axele pilelor. El lucrează între cotele 75,00 şi 73,80 m d.M. Stăvilarele sînt deservite de două macarale portal de cîte 350 t.

2. Barajul Long-Sault şi centrala hidroelectrică Insula Barnhart, situate la extremitatea aval a amenajării, închid aici canalul principal şi, respectiv, canalul de nord, formate de fluviul Sf. Laurenţiu.

Barajul are un profil compus din stăvilare plane aşezate pe un deversor de beton. Din totalul de 30 de deschideri, 18 situate în centru dispun de stăvilare duble şi de un mecanism propriu, ceea ce înlesneşte evacuarea gheţii cu o scădere minimă a nivelului în lac. Pentru acţionarea stăvilarelor deschiderilor marginale sînt prevăzute două macarale portal de cîte 275 t.

În plan barajul Long-Sault este arcuit şi are o lungime de 645 m. El lucrează între cotele 74,00 şi 53,40.

3. Centrala hidroelectrică Insula Harnbart prevăzută pe firul apei foloseşte uriaşul debit mediu de 6 680

m^3/s cu maxime şi minime de 8 900 şi 4 060 m^3/s. Puterea instalată în centrală este de rotund 2,5 milioane CP. Sînt prevăzute turbine elicoidale cu palete fixe, avînd diametrul de 6,5 m şi o putere de 71 000 CP.

Construcţia nu are clădire supraterană pentru centrală; agregatele sînt aşezate în lungul unei platforme late de 35 m şi sînt acoperite de cîte o carcasă amovibilă. O macara portal de 400 t cu pereţi etanşi deserveşte operaţiile de montare-demontare şi poate transporta piesele la atelierele aşezate la una dintre extremităţile construcţiei.

Staţia de transformare este aşezată şi ea pe platforma de rulare a macaralei portal. Legătura cu blocul de comandă se face cu cabluri montate în canale cu ulei practicate în secţiunea transversală prin uzină.

4. Barajul Massena este un baraj de derivare a unei părţi din debitul fluviului Sf. Laurenţiu, necesar alimentării centralei hidroelectrice pe firul apei Alcoa (Aluminium Company of America) şi, în continuare, a rîului Grass.

Barajul este de beton, în lungime de 210 m, cu 4 deschideri mobile. Centrala Alcoa va debita energie numai pînă la intrarea în funcţiune a centralei Insulei Barnhart.

Pentru execuţia lucrărilor descrise mai sus, s-a prevăzut o schemă complexă care ţine în mod judicios seamă de situaţia locală şi care utilizează batardouri celulare cu diametre de 14,6 şi 18 m, diguri, devieri pe braţe existente sau nou create sau prin construcţii definitive (barajul Long Sault, centrala Barnhart) în diferitele lor faze de lucru.

Schema folosită asigură simultan şi navigaţia fluvială.

Alimentarea cu apă şi canalizarea turnului de televiziune din Stutgart, „Sanitäre Technik", nr. 7 (1956), pag. 267—269.

Turnul staţiei de televiziune din Stuttgart este constituit din patru elemente: un tronson înalt de 136 m, cu diametrul exterior la bază şi la partea de sus de 10,80 m şi respectiv 5,10 m, o parte îngroşată tot sub formă de tronson, înaltă de 16 m cu diametre între 11,50 şi 14,50 m, o platformă circulară exterioară şi antena metalică a postului de radio şi televiziune, ansamblul însumînd o înălţime de 210 m.

Partea îngroşată este constituită, la rîndul ei, din 5 paliere care conţin staţia de emisiune, două restaurante, bucătăria şi instalaţiile sanitare aferente. Numărul maxim de persoane care pot ocupa palierele (aici se cuprind şi platformele, una în partea îngroşată şi alta exterioară, menţionată) se ridică la 650.

Alimentarea cu apă a construcţiei este pusă în legătură cu sursa prin intermediul unui bazin tampon de 20 m^3, situat la baza şi în interiorul turnului. Două pompe de înaltă presiune alimentate din bazin refulează apa într-un rezervor de înălţime aşezat la cota 150 m deasupra terenului. Acest rezervor deserveşte consumatorii curenţi din clădire şi reţeaua interioară de incendiu (q_{inc} = 200 l/min).

La un anumit nivel, prin intermediul unui automat de presiune, sînt anclanşate pompele de la piciorul turnului pentru alimentarea consumatorilor sau a reţelei de incendiu şi reumplerea rezervorului.

Canalizarea interioară este prevăzută în sistem separativ. Apele de la bucătărie sînt trecute întîi printr-un mărunţitor local, acţionat electric şi se unesc cu cele de la grupurile sanitare într-o coloană care coboară pînă la baza turnului paralel cu coloana apelor de ploaie colectate de pe platforme. Apele menajere sînt evacuate pneumatic într-un decantor de unde trec în canalizarea regiunii. Apele de ploaie parcurg un sifon în subsolul turnului şi ies apoi în exterior. Ventilaţiile coloanelor de canalizare sînt scoase deasupra construcţiei, la piciorul antenei metalice.

Pentru a micşora înălţimea de cădere a apelor uzate şi a corpurilor ce le conţin, la fiecare 18 m de-a lungul coloanei sînt montate piese în formă de U, care frînează şi deviază forţa dezvoltată de apă în cădere.

Împotriva îngheţului care s-a manifestat asupra coloanei apelor menajere, s-a încercat trimiterea periodică de apă curată din rezervorul de înălţime menţinută la 15° prin încălzire cu rezistenţe electrice. Întrucît fenomenul nu a fost înlăturat, ci s-a repetat şi cu apa curată, s-a prevăzut înfăşurarea unor rezistenţe în jurul coloanei de canalizare. Pentru întreţinerea coloanei, pe 20 m de la bază au fost prevăzute piese de curăţire.

Cu scopul de a evita transmiterea mişcărilor construcţiei (sub acţiunea vîntului şi a variaţiilor de temperatură) la coloanele de alimentare cu apă şi canalizare, în punctele de fixare a conductelor de construcţie, s-au prevăzut legături nerigide cu ajutorul unor manşoane elastice.

Toate cele trei coloane de alimentare cu apă şi canalizare sînt prevăzute cu dese puneri la pămînt în vederea evitării conducerii descărcărilor electrice în instalaţia interioară.

Lucrări de amenajare în bazinul de recepţie al fluviului Missouri, „Der Bauingenieur" 31 (1956), caiet 6, p. 228—230.

Fluviul Missouri izvorăşte din munţii Stîncoşi şi se varsă în Mississipi în dreptul oraşului St. Louis. Bazinul de recepţie al fluviului se desfăşoară pe o suprafaţă de 1 360 000 km^2, adică pe aproape o şesime din suprafaţa Statelor-Unite.

Bazinul prezintă o regiune centrală cu precipitaţii de circa 250 mm/an şi o regiune sudică cu precipitaţii bogate, de circa 1 150 mm/an.

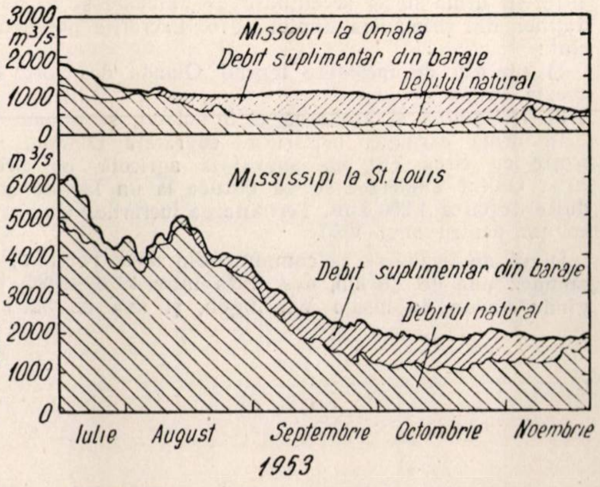


Fig. 1. Imbunătăţirea scurgerii în perioada debitelor minime.

În prima regiune problema principală este lupta contra uscăciunii, în timp ce în a doua, atenţia este îndreptată asupra inundaţiilor care capătă uneori caracter catastrofal. Două astfel de evenimente s-au succedat în anii 1951 (14 200 m^3/s) şi 1952 (114 000 m^3/s).

Bazinul fluviului Missouri cuprinde teritorii cu caracter pronunţat agricol.

Măsurile de amenajare complexă preconizate pe baza unui program elaborat în 1944 cuprind un vast ansamblu de lucrări hidrotehnice cu folosinţe multiple: energetice, de navigaţie, irigaţii, alimentare cu apă şi, în special, prevenirea inundaţiilor. Se prevede pe Missouri construirea a 6 rezervoare uriaşe de acumulare cu capacităţi între 29,4 miliarde şi 420 milioane m^3, înălţimi între 15,5 şi 65 m, cu uzine avînd puteri între 100 şi 400 MW, însumînd 1 500 MW şi a unei serii de alte baraje şi uzine pe afluenţi, însumînd 1 200 MW. Amenajările hidroelectrice din bazin pot produce anual 15 miliarde kWh.

Barajele de pe Missouri, dintre care două sînt executate, sînt prevăzute din pămînt şi constituie recorduri în ce priveşte volumul de lucrări. Astfel, barajul Fort Peck cu o reţinere de 24 miliarde m^3 la o înălţime de 65 m, realizat prin hidromecanizare, necesită 77 000 000 m^3 pămînt. Alte două baraje, Garrison şi Oahe cuprind fiecare cîte 57 000 000 m^3.

In afară de atenuarea undelor de inundaţie prin reţineri în lacuri s-a procedat şi la extinderea îndiguirilor pe cursul inferior al fluviului, pentru ca în faza finală să se protejeze un vast teren arabil foarte fertil, totalizînd 800 000 ha. Intre Omaha şi Kansas City este apărată în prezent de inundaţii o suprafaţă de 80 000 ha prin diguri cu o lungime de 360 km. In aval de Kansas City executarea programului întîmpină dificultăţi din cauza opoziţiei autorităţilor locale la cedarea de teren pentru diguri şi lacuri de acumulare.

Ansamblul de măsuri preconizate are rezultate extrem de favorabile în ce priveşte îmbunătăţirea navigabilităţii pe Missouri. Se urmăreşte să se realizeze pe acest fluviu un pescaj minim de 2,75 m. Pînă acum s-a ajuns la o dîncime minimă de 1,98 m între Omaha şi Kansas City, şi de 2,13 m în aval de Kansas City.

In principal aceasta se obţine prin regularizarea debitelor naturale, aşa cum se vede în fig. 1.

Studiul infiltraţiilor. „Giornale del Genio Civile", nr. 3, martie, 1956.

Planurile de amenajare a golfului Zuiderzee datează din secolul al XVII-lea, însă ele au luat o formă concretă abia în 1890; executarea lucrărilor a început în 1918, în urma lipsei accentuate de alimente şi a inundaţiilor din primăvara anului 1916. Lucrările prevăzute sînt:

1) un dig de închidere legînd Olanda de Nord cu coasta Friziei;

2) îndiguirea şi asanarea a 5 polderi, şi anume:

In urma execuţiei lucrărilor, suprafaţa Olandei va creşte cu circa 7%, iar suprafaţa agricolă, cu circa 10%. Golful Zuiderzee se va reduce la un lac de apă dulce de circa 1 250 km^2. Terminarea lucrărilor este prevăzută pentru anul 1980.

Digul de închidere se compune din două porţiuni, şi anume: una de 2,5 km, executată între 1920—1926, legînd Olanda de insula Wieringen, şi una de 32 km între insula Wieringen şi Frizia, executată între 1927—1932. Soluţia aleasă permite executarea unor diguri de dimensiuni mai modeste pentru apărarea polderilor şi împiedică sărăturarea terenurilor prin lacul de apă dulce format. Digul este prevăzut cu 25 de ecluze, cu o capacitate totală de trecere de 300 m, şi cu două ecluze pentru navigaţie, pentru vase de 600 t şi 2 000 t.

Intre 1927—1930 s-a executat digul lung de 18 km pentru delimitarea polderului Wieringen. Apele au fost epuizate prin două staţii de pompare de 500 şi 1 200 m^3/min în timp de 6$^1/_2$ luni, după care terenul a fost desărăturat prin acţiunea apelor de ploaie îndepărtate printr-un sistem de drenaj. Cele 20 000 ha pămînt arabil au fost împărţite în loturi de circa 20 ha; s-au construit drumuri, canale etc., care astăzi măsoară o lungime de 245 km drumuri, 90 km canale, 63 poduri. Recoltele obţinute (grîu 7 t/ha, fasole, cartofi, sfeclă) au fost foarte satisfăcătoare.

Polderul de nord-est (48 000 ha) este prevăzut cu un dig de închidere de 54,5 km, executat între anii 1936—1941, însă punerea la uscat cu ajutorul unei staţii de pompare de 6 milioane m^3/zi a putut fi terminată abia în 1949, din cauza războiului. Pînă în 1955 au fost date în folosinţă circa 33 000 ha repartizate agriculturii, horticulturii şi păşunatului. Regiunea este prevăzută cu 491 km drumuri, 96 km canale, 65 poduri şi număra la 1 ianuarie 1956 o populaţie de 21 272 locuitori.

La începutul anului 1956, polderul Flevoland-est era o întindere de apă, delimitată de un dig de 90 km lungime, din care se executaseră 80 km. Se prevede că în toamna acestui an, la terminarea digului, vor intra în funcţiune cele 3 staţii de pompare de 4 200 m^3/min capacitate, care în circa 8 luni vor face terenul apt pentru agricultură. Este prevăzut să se execute lucrări de artă (560 km drumuri, 90 km canale, un pod de 1 km, o autostradă), cum şi un oraş pentru 30—40 000 de locuitori şi 10 alte centre populate avînd în medie 1 000—1 500 de locuitori. Din cele 54 000 ha se consideră că circa 96% sînt extrem de fertile.

După terminarea lucrărilor de închidere se va trece la amenajarea polderelor Markerwaard şi Felvoland-sud, avînd 54 000, respectiv, 48 000 ha. Pe lîngă importanţa lor în aprovizionarea populaţiei cu cereale şi legume, fructe şi produse lactate, aceste teritorii vor asigura o comunicaţie mai bună cu regiuni de interes turistic.

In ciuda distrugerilor provocate de război şi de inundaţiile catastrofale din 1953, se prevede executarea integrală a proiectului într-un viitor apropiat.

„REVISTA HIDROTEHNICA", organ al Asociaţiei Ştiinţifice a Inginerilor şi Tehnicienilor din R.P.R. — Redacţia: Bucureşti, Str. Ion Ghica Nr. 3, Raion Tudor Vladimirescu, Telefon: 3.07.30 — 3.57.28 — Administraţia şi Casieria: Calea Victoriei. Nr. 118, Raion I. V. Stalin — Revista este editată de A. S. I. T. — Abonamentele se primesc la sediile filialelor şi subfilialelor A.S.I.T. din întreaga ţară precum şi prin responsabilii cu presa din cercurile A.S.I.T. — Instituţiile pot achita abonamentele pentru biblioteci şi cabinetele tehnice în contul nostru de virament: Consiliul Central A.S.I.T. 071.012 B. R. P. R. Filiala I. V. Stalin, Bucureşti. — Tarif pentru întreprinderi: lei 96 anual; — Tarif pentru muncitori, tehnicieni şi ingineri: lei 30 anual; — Preţul unui exemplar: lei 5.

Intreprinderea Poligrafică Nr. 2, Bucureşti, str Brezoianu nr. 23—25, c. 353

В. Котову, Е. Ботя и Т. Абрамеску: **Оползни на берегах города Констанца.** (I)

В статье рассматривается вопрос оползней, имеющих место на берегах города Констанца.

Указываются геоморфологические, стратиграфические и гидрогеологические условия почвы в городской зоне и на склонах, геотехнические свойства почв, обнажающихся на подвергающихся оползням участках и поясняются причины и механизм возникновения оползней.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 2 (martie-aprilie).

Р. Ж. Балли: **К вопросу коэффициента запаса в расчете устойчивости откоса.**

В статье рассматривается способ определения коэффициента запаса при расчете устойчивости откосов по методу плоских или кругло-цилиндрических поверхностей скольжения. Автор приходит к заключению, что способ определения необоснован теоретически, т. к. в его основу положены противоречивые гипотезы.

Выведенные таким образом коэффициенты запаса являются условными величинами, без соответствующего физического корреспондента.

Предлагается новый метод оценки степени устойчивости откосов. Метод состоит из учета одного из элементов, определяющих состояние напряжений в откосе, как подвергающегося изменениям (высота, уклон, нагрузка и др.). Посредством одного из существующих методов расчета откосов на разрыв (например, метод плоских или кругло-цилиндрических поверхностей), определяется критическое значение соответствующего элемента (высота, уклон, критическая нагрузка и др.), т. е. значение соответствующее коэффициенту запаса равному единице.

Оценка устойчивости откоса производится путем сравнения фактической величины элемента, для которого был произведен расчет с его критическим значением.

Для каждого элемента, изменение которого могло бы вызвать разрыв откоса, мы будем иметь по одному коэффициенту запаса.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 2 (martie-aprilie).

М. Каган и К. Яманди: **Расчетный метод соединения бьефов при донном режиме.**

В статье описывается наглядный скоростный графический метод расчета соединения бьефов при донном режиме. По сравнению с другими существующими методами, данный метод обладает, во-первых, преимуществом жесткости расчета, а во-вторых допускает более правильную ориентировку для определения оптимальных условий.

Метод может быть использован для расчета показателей энергии с порогом, с подушкой, с порогом и подушкой или с двумя или несколькимн последовательными порогами.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 2 (martie-aprilie).

К. Харет: **Орошения в Народной Республике Болгария.** (II)

Посетив Народную Республику Болгария румынские техники ознакомились с достижениями в области орошений. В течение последних 7—8 лет орошение было введено почти на 330.000 га пахотной земли.

После описания естественных условий в НРБ автор приводит проектируемые и существующие системы орошения, более крупные гидротехнические сооружения и способ организации и эксплуатации оросительных систем.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 2 (martie-aprilie).

Е. Топала: **К вопросу проектирования гидрофорных станций на промышленных предприятиях.**

В статье рассматриваются специфичные условия работы гидрофорной станции на одном промышленном предприятии, в связи с ежечасными колебаниями расхода воды и предельными напорами, обусловленными технологическими нуждами.

Описываются элементы компоновки промышленной гидрофорной станции и предлагается расчетный метод, учитывающий диаграмму работы насосов, в целях достижения минимальных капвложений и включения в оптимальную зону производительности.

Предлагаемый метод поясняется двумя расчетными примерами.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 2 (martie-aprilie).

V. Cotovu, E. Botea u. T. Abramescu: **Die Erdrutschungen an der Küste von Konstantza (I)**

Es werden die Erdrutschungen an der Küste von Konstantza besprochen und die geomorphologischen, stratigraphischen und hydrogeologischen Voraussetzungen des Geländes im Stadtgebiet und an der Küste zur Erklärung der geotechnischen Eigenschaften der Küstenformationen und der dadurch hervorgerufenen Rutschungen herangezogen.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 2 (martie-aprilie).

R. J. Bally: **Bemerkungen über den Sicherteitskoeffizienten in der Berechnung der Stabilität von Böschungen.**

Es wird das Verfahren zur Bestimmung des Sicherheitskoeffizienten bei der Berechnung der Stabilität von Böschungen, nach der Methode der ebenen oder kreiszylindrischen Rutschflächen, analysiert und zum Schluss gelangt dass diese Art der Bestimmung theoretisch nicht gerechtfertigt ist, da sie auf widersperechenden Grundannahmen beruht.

Die auf diese Weise erhaltenen Sicherheitskoeffizienten stellen nur konventionelle Grössen dar, ohne physikalische Bedeutung.

Es wird eine neue Methode der Schätzung des Sicherheitsgrades der Stabilität von Böschungen vorgeschlagen. Das Verfahren besteht darin dass man eines der Elemente welches den Spannungszustand der Böschung bestimmt, als Veränderliche (Höhe, Neigung, Belastung usw) annimmt und noch eine der bisher bekannten Methoden der Berechnung auf Bruchzustand (z. B. nach ebener oder Kreiszylinderfläche) den kritischen Wert des jeweiligen Elementes (Höhe, Neigung, kritische Belastung usw) so bestimmt dass er dem Sicherheitskoeffizienten 1 entspricht.

Die Schätzung der Stabilität der Böschung wird dann durch Vergleich des wirklichen Wertes des jeweiligen Elementes, mit dem entsprechenden berechneten kritischen Wert, vorgenommen.

Jedem Element dessen Änderung den Bruch der Böschung hervorrufen könnte entspricht dann ein besonderer Sicherheitskoeffizient.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 2 (martie-aprilie).

M. Kahane u. C. Iamandi: **Verfahren zur Berechnung der Ubergangslinien bei Unterwasserhaltungen.**

Es wird eine synthetisch-graphische Methode zur raschen und intuitiven Berechnung der Ubergangslinien bei Unterwasserhaltungen, angegeben.

Die vorgeschlagene Methode hat vor anderen bereits bekannten, in erster Linie den Vorteil des feststehenden Verfahrens, und zweitens die Möglichkeit der leichteren Auffindung der besten Lösung.

Das Verfahren eignet sich zur Berechnung von Energievernichtern mit Schwelle, Wasserpolster ohne und mit Schwelle wie für Folge von mehreren Schwellen.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 2 (martie-aprilie).

C. Haret: **Die Bewässerungen in der bulgarischen Volksrepublik (II).**

Beim Besuch in der bulgarischen Volksrepublik konnten die rumänischen Techniker die schönen Erfolge auf dem Gebiete der Bewässerung, konstatieren. Ungefähr 330 000 ha anbauwürdiges Terrain wurde in den letzten 7—8 Jahren zur Bewässerung bestellt.

Nachdem der Verfasser die naürlichen Voraussetzungen in der bulgarischen Volksrepublik erörtert, beschreibt er die vorhandenen und geplanten Bewässerungssysteme, die wichtigsten Wasserbauten und die Organisation ihrer Bedienung.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 2 (martie-aprilie).

E. Topală: **Betrachtungen über die Projizierung von Druckluft-Wasserversorgungsanlagen in industriellen Betrieben.**

Der Aufsatz behandelt die spezifischen Arbeitsbedingungen einer Wasserversorgungsstation in einem Industrieunternehmen, die mit den ständigen Schwankungen des Wasserverbrauchs sowie mit den, den technologischen Erfordernissen entsprechenden Grenzen der Druckhöhe zusammenhängen.

Der Verfasser beschreibt die Bestandteile einer industriellen Wasserversorgungsanlage und schlägt eine Rechenmethode vor, wobei das Diagramm des Arbeitsganges der Pumpen berücksichtigt wird, um einen Mindesteinsatz an Investitionsmitteln und eine Einreihung in Bereich optimaler Ausbeute zu erwirken.

Zur Veranschaulichung der vorgeschlagenen Methode werden zwei Beispiele vorgeführt.

Hidrotehnica II, (1957) Nr. 2 (martie-aprilie).

Országos Műszaki Könyvtár TULAJDONA

Către cititori

In dorința de a îmbunătăți necontenit revista HIDROTEHNICA și pentru a sprijini cît mai larg activitatea hidrotehnică în problemele teoretice, de studii și cercetări, de proiectare, execuție și exploatare, Comitetul de Redacție invită pe toți inginerii și tehnicienii din aceste sectoare de muncă să trimită redacției spre publicare lucrările lor științifice și practice.

Domeniile către care se orientează revista sînt:

1. Hidraulică
2. Hidrologie-Hidrografie
3. Geologie inginerească și mecanica pămînturilor
4. Amenajarea și regularizarea cursurilor de apă
5. Economia apelor.
6. Hidroenergetică
7. Hidroameliorații
8. Transporturi pe apă și porturi
9. Alimentări cu apă și canalizări
10. Construcții hidrotehnice
11. Materiale pentru construcții hidrotehnice
12. Organizarea șantierelor și executarea lucrărilor
13. Echipamentul hidromecanic al amenajărilor hidrotehnice
14. Probleme tehnico-economice (indici, mecanizare, automatizare, modernizarea utilajelor, reducerea prețului de cost)
15. Pregătirea și utilizarea optimă a cadrelor tehnice
16. Investiții și inovații în domeniul lucrărilor hidrotehnice
17. Probleme legate de protecția muncii.

Materialul se va prezenta sub formă de articole, monografii de lucrări realizate, note, cronici și recenzii.

In articolele originale se vor arăta punctele de vedere noi asupra unei probleme sau metode noi de calcul, sau rezultatele unor cercetări de laborator sau pe teren, dar se va arăta pe scurt și stadiul actual al problemei, anterior cercetării.

In articolele documentare de sinteză se va da bibliografia la zi, cît mai completă.

Se va face apel în special la cadrele tehnice din întreprinderile de execuție și de exploatare spre a trimite aceste monografii ale lucrărilor executate, studii privind procesele tehnologice, indicii tehnico-economici, dificultățile de execuție, metodele de reducere a prețului de cost al lucrărilor, de îmbunătățire a calității lucrului și de scurtare a timpului de execuție.

Dat fiind spațiul redus al revistei, articolele vor fi redactate cît mai concis și mai clar, fără multe calcule intermediare, figurile se vor reduce la cele esențiale, iar lungimea articolului nu va depăși, de regulă, 12 pagini dactilografiate la două rînduri.

Articolele se vor expedia în dublu exemplar, însoțite de desenele și legendele respective cît și de un rezumat scurt al lucrării, la adresa redacției revistei: București, str. Ion Ghica nr. 3, etaj I, Raionul Tudor Vladimirescu. Telefon 3.07.30—3.57.28.

„REVISTA HIDROTEHNICA", organ al Asociației Științifice a Inginerilor și Tehnicienilor din R.P.R. — Redacția: București, Str. Ion Ghica Nr. 3, Raion Tudor Vladimirescu, Telefon: 3.07.30 — 3.57.28 — Administrația și Casieria: Calea Victoriei, Nr. 118, Raion I. V. Stalin — Revista este editată de A.S.I.T. — Abonamentele se primesc la sediile filialelor și subfilialelor A.S.I.T. din întreaga țară precum și prin responsabilii cu presa din cercurile A.S.I.T. — Instituțiile pot achita abonamentele pentru biblioteci și cabinete tehnice în contul nostru de virament: Consiliul Central A.S.I.T. 071.012 B.R.P.R. Filiala I. V. Stalin, București. — Tarif pentru întreprinderi: lei 96 anual; — Tarif pentru muncitori, tehnicieni și ingineri: lei 30 anual; — Prețul unui exemplar: lei 5.

ÎNTREPRINDEREA POLIGRAFICĂ Nr. 2, BUCUREȘTI, STR. BREZOIANU Nr. 23—25

Lei 5

E 1687

KAT

HIDROTEHNICA

ORGAN AL ASOCIAȚIEI ȘTIINȚIFICE A INGINERILOR ȘI TEHNICIENILOR DIN R.P.R.

Institut. de Documentare teh
BUCUREȘTI
VYMĚNA - W
TAUSCH

3

mai-iunie

AMENAJAREA ȘI GOSPODĂRIREA APELOR • AMELIORAȚII • HIDROENERGETICA • CĂI NAVIGABILE ȘI PORTURI • ALIMENTĂRI CU APĂ CANALIZĂRI

1957

ANUL II
1957

HIDROTEHNICA

Nr. 3
mai-iunie

ORGAN AL ASOCIAȚIEI ȘTIINȚIFICE A INGINERILOR ȘI TEHNICIENILOR DIN R. P. R.

COMITETUL DE REDACȚIE

Prof. dr. ing. **C. Mateescu** redactor responsabil, prof. dr. ing. **A. Bărglăzan**, prof. ing. **V. Blidaru**, conf. ing. **J. Boisnard**, conf. ing. **D. Cioc**, conf. ing. **Al. Diaconu**, prof. ing. **I. M. Gheorghiu**, conf. ing. candidat în șt. tehn. **M. Kahan**, ing. **M. Lateș**, prof. ing. **H. Lehr**, conf. ing. **I. Manoliu**, conf. ing. **A. Melzer**, prof. ing. **P. Nicolau**, prof. dr. ing. **D. Pavel**, conf. ing. **R. Prișcu**, conf. ing. **P. Trofin**, ing. **P. Wisner**, ing. **E. Zaharescu**

SUMAR

* * *: Lucrările celui de-al II-lea Congres al Asociației Științifice a Inginerilor și Tehnicienilor din Republica Populară Romînă 99

* * *: Telegrama adresată Comitetului Central al P.M.R. și Consiliului de Miniștri al R. P. Romîne . . . . , 100

I. BERNACKI : Problema apelor în Republica Populară Romînă 101

D PAVEL : Amenajarea Dunării superioare 105

V. COTOVU, E. BOTEA și T. ABRAMESCU : Consolidarea malurilor orașului Constanța (II) 110

D. IONESCU-SISEȘTI : Execuția săpăturilor sub nivelul freatic prin metoda coborîrii nivelului apei cu ajutorul filtrelor aciculare 113

A. MELZER : Cu privire la determinarea distanțelor de protecție sanitară la captările de apă sanitară 119

S. HINCU : Despre calculul economic al rețelelor de distribuție inelare la alimentări cu apă 122

Z. CRISTEA BARON și V. GHEDERIM : Contribuții practice la aplicarea dozei de coagulant în instalațiile centrale de apă 126

A. WITTENBERGER : Determinarea vitezelor în albii erodabile naturale prin formula fără coeficient de rugozitate 129

NOTE

I. RABINOVICI : Indicații privind exploatarea tehnică a stațiilor de epurație de la o rafinărie de petrol 134

* * *: Metode de studii aplicabile la lucrările de hidroameliorații 136

DOCUMENTARE 137

RECENZII 142

Clișeul de pe copertă reprezintă lansarea în Marea Neagră a canalelor de vărsare a canalizării stațiunii balneo-climaterice Eforia.

СОДЕРЖАНИЕ

Работы II Съезда Инженерно-Технического Общества А.С.И.Т.
Hidrotehnica, II (1957) nr. 3 стр. 99

Д. К. 627.1 (R)
Bernacki I.
Водохозяйственные ресурсы Румынской Народной Республики.
Hidrotehnica, II (1957) nr. 3 стр. 101

Д. К. 627.8(282.234.75)
Pavel D.
Гидроэнергетическое использование верхнего Дуная.
Hidrotehnica, II (1957) nr. 3 стр. 105

Даны характеристики верхнего, среднего и нижнего Дуная. Показано, как развивалась идея использования энергии верхнего Дуная. Описаны станции, построенные Баварией (Кахлет), Баварией и Австрией (Иохенштейн), Австрией (Иббс-Персенбейт).

Д. К. 627.5 (R)
Cotovu V., Botea E., Abramescu T.
Укрепление побережья возле г. Констанцы.
Hidrotehnica, II (1957) nr. 3 стр. 110

Авторы описывают работы, проводившиеся на южном и северо-восточном побережьи а также проектируемые работы по укреплению побережья возле г. Констанцы

Д. К. 624.152.612.2:626/627
Ionescu-Siseşti D.
Понижение уровня грунтовых вод при производстве земляных работ методом игольчатых фильтров.
Hidrotehnica, II (1957) nr. 3 стр. 113

Автор анализирует различные виды земляных работ, подчеркивая преимущества применения метода игольчатых фильтров. В статье рассмотрен пример одного гидротехнического строительства в РНР, где впервые будут применены игольчатые фильтры.

Д. К. 628.11:614.445
Melzer A.
Об определении радиуса зоны санитарной охраны вокруг водозаборов питьевой воды.
Hidrotehnica, II (1957) nr. 3 стр. 119

Дается решение задачи об определении радиуса зоны санитарной охраны для колодцев с грунтовыми водами по реальной поверхности, отличной от получаемой по формуле Дюпуи. Одновременно указываются практические пределы применения данных о времени пробега при определении охраняемых площадей в случае артезианских колодцев.

Д. К. 628.152
Hîncu S.
Об экономическом расчете кольцевых распределительных сетей водоснабжения.]
Hidrotehnica, II (1957) nr. 3 стр. 122

Автор излагает особый случай решения уравнений экономического расчета сетей водоснабжения.

Д. К. 624.16:663.081.8
Cristea Baron, Ghederim V.
К вопросу о практическом определении дозы сгустителя в центральных водоочистительных установках.
Hidrotehnica, II (1957) nr. 3 стр. 126

Автор предлагает расчетный метод для рационального дозирования сгустителя для очистки воды в центральных установках. Этот метод заменяет опытный способ определения необходимой дозы сгустителя.

Д. К. 627.133
Wittenberger A.
Определение скоростей в естественных размываемых руслах по формулам без коэфициента шероховатости.
Hidrotehnica, II (1957) nr. 3 стр. 129

ЗАМЕТКИ, стр. 134
ДОКУМЕНТАЦИЯ, стр. 137
РЕЦЕНЗИИ, стр. 142

INHALTSVERZEICHNIS

Die Arbeiten des 2. Kongresses des Wissenschaftlichen Verbands der Ingenieure und Techniker aus der R.V.R.
Hidrotehnica II (1957), H. 3, S. 99.

DK 627.1 (R)
Bernacki I.
Gewässerfrage in der Rumänischen Volksrepublik
Hidrotehnica, II (1957), S. 101.

DK 627.8 (282.234.75)
Pavel D.
Wasserkraftarbeiten an der oberen Donau.
Hidrotehnica, II (1957) H. 3, S. 105.

Es werden die Eigentümlichkeiten der oberen, mittleren und unteren Donau, sowie die Entwicklung der führenden Ideen über die wasserwirtschaftliche Planung im oberen Donauabschnitt, geschildert. Es folgt die Beschreibung der von Bayern bei Kachlet, von Bayern und Oesterreich bei Jochenstein, und von Oesterreich bei Ybbs-Persenbeug gebauten Kraftwerke.

DK 627.5 (R)
Cotovu V., Botea E., und Abramescu T.
Küstenbefestigungsarbeiten der Stadt Constanţa.
Hidrotehnica, II (1957) H. 3, S. 110.

Die Verfasser schildern die fertigen, sowie die geplanten und in Arbeit gestellten Befestigungswerke der Süd-und Nord-Ostküsten der Stadt Constanţa.

DK 624.152.612.2; 626/627
Ionescu-Siseşti D.
Durchführung der Grubenbaue unterhalb der Grundwasserschicht durch Senken des Wasserspiegels mittels nadelförmigen Filterbrunnen.
Hidrotehnica, II (1957) H. 3, S. 113.

Der Verfasser untersucht die verschiedenen Grubenbaumethoden und unterstreicht die Vorteile der Benützung nadelförmiger Filterbrunnen. Es wird auch der praktische Fall einer rumänischen Wasserbaustelle, wo die nadelförmigen Filterbrunnen zum ersten Male benütz werden sollen.

DK 628.11:614.445
Melzer A.
Ueber die Bestimmung des sanitären Schutzabstandes bei Trinkwassergewinnung.
Hidrotehnica, II (1957) H. 3, S. 119.

Es wird eine Lösung der Bestimmungsfrage des sanitären Brunnenschutzkreises für die von der Dupuit-Formel abweichende, effektive Fläche, gegeben. Es werden gleichfalls die praktischen Grenzen der Anwendung des Durchfliesszeit-Begriffes bei der Festellung des im Falle artesischer Grundwasserschicht nötigen sanitären Schutzumfanges, gezeigt.

DK 628.152
Hîncu S.
Ueber die wirtschaftliche Berechnung ringförmiger Wasserverteilungsnetze
Hidrotehnica, II (1957) H. 3, S. 122.

Der Verfasser stellt eine explizite Lösung der Gleichungen der ökonomischen Berechnung für Wasserverteilungsnetze dar.

DK. 628.16:663.631.8
Cristea Baron Z. und Ghederim V.
Praktische Beiträge zur Bestimmungsfrage der Koagulantdosis in Wasserreinigungsstationen.
Hidrotehnica, II (1957) H. 3, S. 126.

Die Verfasser bringen, an Stelle der bisher erfahrungsmässig erhaltenen, eine rechnerische Methode zur rationellen Bestimmung der für die Wasserklärung in Verarbeitungsstationen notwendigen Koagulantdosis, vor. Die vorgeschlagene Arbeitsweise ist das Ergebnis einer dreijährigen Untersuchung in einer Wasseraufbereitungsstation.

DK. 627.133
Wittenberger A.
Die Bestimmung der Strömungsgeschwindigkeit in natürlichen Flussbetten mit beweglicher Sohle, mittels Formeln ohne Rauhigkeitsbeiwert.
Hidrotehnica, II (1957) H. 3, S. 129.

ANMERKUNGEN, S. 134
UMSCHAU, S. 137
BUCHBESPRECHUNGEN, S. 142.

SOMMAIRE

Les travaux du 2e Congrès de l'Association Scientifique des Ingénieurs et Techniciens de la R.P.R.
Hidrotehnica, II (1957) no. 3, p. 99.

CD 627.1 (R)
Bernacki I.
Le problème des eaux dans la R.P.R.
Hidrotehnica, II (1957) no. 3, p. 101.

CD 627.8 (282.243.75).
Pavel D
L'aménagement du cours supérieur du Danube.
Hidrotehnica, II (1957) no. 3, p. 105.

On y définit les caractéristiques du cours du Danube par les trois secteurs: supérieur, moyen et inférieur, et on y expose l'évolution des conceptions concernant les plans d'aménagement du Danube supérieur. L'auteur continue par une description des centrales hydroélectriques construites par la Bavière à Kachlet,par la Bavière et l'Autriche à Jochenstein et par l'Autriche à Ybbs-Persenbeug.

CD. 627.5 (R)
Cotovu V., Botea E. et Abramescu T.
La consolidation des côtes de la ville de Constanța
Hidroethnica, II (1957) no. 3, p. 110.

Les auteurs présentent une description des travaux de défense exécutés aux côtes sud et nord-est de la ville de Constanța ,ainsi que des ouvrages projetés ou en cours d'exécution.

CD. 624.152, 612.2:626/627.
Ionescu-Sisești D.
L'éxecution des fouilles sous la nappe aquifère par la méthode de l'abaissement du plan d'eau au moyen de filtres aciculaires.
Hidrotehnica, II (1957) no. 3, p. 113.

L'auteur analyse les différentes méthodes de fouilles, en soulignant les multiples avantages et l'utilisation des filtres aciculaires. On y analyse aussi le cas concret d'un chantier hydrotechnique de Roumanie ou les filtres aciculaires seront utilisés pour la première fois.

CD. 628.11:614.445
Melzer A.
La détermination des zones de protection sanitaire aux captations d'eau potable.
Hidrotehnica, II (1957) no. 3, p. 119.

L'auteur présente une solution du problème de la détermination du rayon de protection sanitaire d'un puits, d'après la surface réelle, diférente de celle obtenue par la formule Dupuit. En même temps il montre les limites pratiques de l'application de la notion de temps de parcours au calcul des distances de sécurité sanitaire, dans le cas des puits artésiens.

CD. 628.152
Hîncu S.
Le calcul économique des réseux annulaires de distribution d'eau.
Hidrotehnica, II (1957) no. 3, p. 122.

L'auteur présente un cas de solution explicite des équations du calcul économique de réseaux de distribution d'eau.

CD. 628.16:663.631.8
Cristea Baron Z. et Ghederim V.
Contributions pratiques au problème de l'application de la dose de coagulant aux installations d'eau centrales.
Hidrotfienica, II (1957) no. 3, p. 126.

Les auteurs proposent une méthode de calcul permettant un dosage rationnel du coagulant pour la clarification de l'eau, dans les installations centrales. qui puisse remplacer les procédés expérimentaux de détermination du nécesaire de coagulant.

CD 627.133
Wittenberger A.
La détermination des vitesses des cours d'eau dans des lits érodables, par les formules sans indice de rugosité.
Hidrotehnica, II (1957) no. 3, p. 129.

NOTES, p. 134
DOCUMENTATION, p. 137
COMTES—RENDUS, p. 142.

CONTENTS

Activity of the 2nd Congress of the Scientific Association of R.P.R.'s Engineers and Technicians
Hidrotehnica, II (1957) no. 3, p. 99.

CD 627.1 (R)
Bernacki I.
Problem of waters in Roumanian People's Republic
Hidrotehnica, II (1957) no. 3, p. 101

CD 627.8 (282.243.75).
Pavel D.
The hydroelectric scheme for the upper Danube.
Hidrotehnica, II (1957) no. 3, p. 105.

Characteristics are shown of the upper, middle and lower course of the Danube, as well as the development of water economy planning for the upper Danube course. A description is then given of the hydroelectric power stations built in Bavaria at Kachlet, jointly by the Bavarian and Austrian authorities at Jochenstein and by Austria at Ybbs Persenbeug.

DC. 627.5 (R)
Cotovu V., Botea E. and Abramescu T.
Coast-consolidation at Constantza
Hidrotehnica, II (1957) no. 3, p. 110.

The authors give an account of completed work, new starts and future projects of reinforcement works for the protection of the southern and north-eastern coasts at Constantza.

DC. 624.152.612.2:626/627
Ionescu-Sisești D.
Excavation under the sheets of underground water by lowering the level with needle-shaped filter-wells.
Hidrotehnica, II (1957) no. 3, p. 113.

The author analyses the different methods of excavation, in relation to the permeability of the soil or the equipment required, stressing the advantages of needle-shaped filter-wells. Conditions on a hydrotechnic site where for the first time needle-shaped filter-wells will be used in this country are analysed, as well as ways and means of producing the necessary equipment in the R.P.R.

DC. 628.11:614.445
Melzer A.
Calculus of sanitary protection perimeter or captations of drinkable water.
Hidrotehnica, II (1957) no. 3, p. 119.

A solution is furnished for the determination of the sanitary protection radius around a well in underground water, considering the real surface which differs from the results of the Dupuit formula. At the same time, the practical limits for the theoretical crossing-time are given for the establishment of sanitary protection perimeters, in the case of artesian water sheets.

DC. 628.152
Hîncu S.
The economical calculus of ring-shaped water-feeding-nets.
Hidrotehncia, II (1957) no. 3, p. 122.

The authour deals with a case of explicit solving of economical calculus equations for water-feeding-nets.

DC. 628.16:663.631.8
Cristea Baron Z. and Ghederim V.
Contributions to the problem of applying coagulants at treatment stations.
Hidrotehnica, II (1957) no. 3, p. 126.

The authors further a method for calculating rational doses of coagulants for the decantation of water in treatment stations, in order to replace the current empirical method. The method described is the result of three years of research in a treatment station.

DC 627.133
Wittenberger A.
Establishment of water velocity in river-beds subject to erosion by means of formulae in wich no roughness coeficient is used.
Hidrotehnica, II (1957) no. 3, p. 129.

NOTES, p. 134.
DOCUMENTATION, p. 137
REVIEWS, p. 142

Országos Műszaki Könyvtár
TULAJDONA

REVISTA HIDROTEHNICĂ
*Anul II * Nr. 3 * mai - iunie 1957*

Lucrările celui de al II-lea Congres al Asociației Științifice a Inginerilor și Tehnicienilor din R.P.R.

La 29 mai la Teatrul de operă și balet al R.P.R. a avut loc deschiderea celui de-al II-lea Congres al Asociației Științifice a Inginerilor și Tehnicienilor din R. P. R.

La lucrări au participat peste 600 de delegați din toate ramurile economiei noastre naționale, precum și oaspeți din 15 țări.

La deschiderea lucrărilor au participat tovarășii: Gh. Gheorghiu-Dej, prim secretar al C. C. al P. M. R., Chivu Stoica, președintele Consiliului de Miniștri, Gheorghe Apostol, președintele Consiliului Central al Sindicatelor, Petre Borilă, Nicolae Ceaușescu, Iosif Chișinevschi, Miron Constantinescu, Alexandru Drăghici, Alexandru Moghioroș, Constantin Pîrvulescu, membri ai Biroului Politic al C. C. al P. M. R., Leonte Răutu, Leontin Sălăjan, Ștefan Voitec, membri supleanți ai Biroului Politic al C. C. al P. M .R., membri ai C. C. al P. M. R., miniștri, academicieni, conducători ai instituțiilor centrale, directori de întreprinderi, ingineri, tehnicieni și muncitori fruntași, ziariști romîni și străini.

In prezidiul Congresului au luat loc tovarășii: Chivu Stoica, președintele Consiliului de Miniștri, Gheorghe Apostol, președintele Consiliului Central al Sindicatelor, Miron Constantinescu, vicepreședinte al Consiliului de Miniștri, ministrul Invățămîntului și Culturii, acad. prof. ing. N. Profiri, președintele A.S.I.T., ing. Popa Gherasim, ministrul Industriei Grele, Ion Cozma, ministrul Agriculturii și Silviculturii, ing. Ion Mincu, ministrul Minelor, ing. Gh. Gaston-Marin, președintele Comitetului de Stat al Planificării, acad. I. S. Gheorghiu, președintele Secției de științe tehnice a Academiei R.P.R., delegatul Academiei R.P.R., ing. Mihai Marin, secretar al Consiliului Central al Sindicatelor, delegatul Consiliului Central al Sindicatelor, prof. dr. ing. Ștefan Bălan, vicepreședinte al A.S.I.T., membru corespondent al Academiei R.P.R. adjunct al ministrului Construcțiilor și Industriei Materialelor de Construcții, prof. ing. C. Atanasiu, membru al Biroului Consiliului Central A.S.I.T., prof. ing. Nicolae Botan, președintele filialei A.S.I.T. Iași, ing. Oxana Butaliu, de la uzinele „Steagul Roșu"-Or. Stalin, ing. Anton Chiricuță, pensionar, fost director general al silozurilor, prof. dr. ing. Crișan Silviu, președintele filialei A.S.I.T. Stalin, membru în Biroul Consiliului Central A.S.I.T., ing. Ion Grosu, președintele secției construcții de mașini A.S.I.T., membru în Biroul Consiliului Central A.S.I.T., dr. Horvath Atila, președintele filialei A.S.I.T. din Regiunea Autonomă Maghiară, acad. Gh. Ionescu-Sisești, președintele secției de științe agricole a Academiei R.P.R., ing. Petre Lupu, președintele secției petrol a filialei A.S.I.T. Ploești, prof. C. Macarovici, membru corespondent al Academiei R.P.R., președintele filialei A.S.I.T.-Cluj, acad Micloșy Cornel, membru în Consiliul Central A.S.I.T., Nicolae Militaru, muncitor fruntaș, de la întreprinderea N. Bălcescu, prof. D. Moțoc, președintele secției industrie alimentară A.S.I.T., acad. C. D. Nenițescu, membru în Biroul Consiliului Central A.S.I.T., ing. Gh. Petrescu, președintele subfilialei A.S.I.T. Sibiu, N. Popescu-Doreanu, vicepreședinte al A.S.I.T., prof. dr. ing. Răduleț Remus, membru corespondent al Academiei R.P.R. directorul Institutului de energetică al Academiei R.P.R., membru în Biroul Consiliului Central A.S.I.T., prof. ing. Al. Romanovici, președintele secției științe agricole a filialei A.S.I.T. București, ing. Rusu Oliviu, prim secretar al Consiliului Central A.S.I.T., prof. ing. Tudor Tănăsescu, vicepreședinte al A.S.I.T. membru corespondent al Academiei R.P.R., director adjunct al Institutului de fizică atomică al Academiei R.P.R., ing. Törpeny Ludovic, de la Trustul Minier Baia Mare, președintele filialei A.S.I.T. Baia Mare, ing. Velea Ion adjunctul ministrului Industriei Petrolului și Chimiei.

De asemenea, în prezidiu au luat loc: ing. Nuci Angeli, șeful delegației inginerilor și tehnicienilor (Albania), dr. ing. D. D. Matthews, delegat al Institutului inginerilor constructori din Anglia (Anglia), ing. Johann Lipinschi, delegat al Uniunii inginerilor și arhitecților din Austria (Austria), prof. ing. Iakim Iakimov, șeful delegației Asociației științifice și tehnice din R. P. Bulgaria (R. P. Bulgaria), ing. Vaclav Drchal, delegat al Consiliului societăților tehnico-științifice din R. Cehoslovacă (R. Cehoslovacă), prof. ing. Thuan-cien-din, delegatul Federației societăților științifice din R. P. Chineză (R. P. Chineză), prof. ing. Pak-in-Bin, șeful delegației Asociației tehnicienilor din industria agricolă și gospodărie piscicolă (R.P.D. Coreeană), dr. ing. Mario Pinchera, șeful delegației Asociației naționale a inginerilor și tehnicienilor din Italia (Italia), ing. Lubomir Barbaric, șeful delegației Uniunii Inginerilor și Tehnicienilor din R.P.F. Iugoslavia (R.P.F. Iugoslavia), ing. dr. H. Sangster, delegat al Institutului Regal al Inginerilor din Olanda, (Olanda), ing. Bielski Vitold, șeful delegației Federației Generale Tehnice din R.P. Polonă (R.P. Polonă), ing. H. West, delegatul asociației Camera pentru tehnică, (R.D. Germană), ing. Cornel Rados șeful delegației Uniunii Societăților de Științe Naturale și Tehnice din R.P. Ungară, (R.P. Ungară), ing. Nicolae Fedotov, delegatul Uniunii Societăților Științifice Tehnico-Inginerești din U.R.S.S. (Uniunea Sovietică).

Cuvîntul de deschidere a fost rostit de acad. prof. N. Profiri, președintele A.S.I.T.

Primit cu îndelungi aplauze de cei prezenți, tovarășul Chivu Stoica, președintele Consiliului de Miniștri, a adus Congresului salutul Comitetului Central al Partidului Muncitoresc Romîn și Consiliului de Miniștri. Cuvîntarea tov. Chivu Stoica a fost subliniată în repetate rînduri de aplauze prelungite.

Tovarășul N. Popescu-Doreanu, vicepreședinte al A.S.I.T. a dat citire scrisorii adresată de tovarășul dr. Petru Groza, Președintele Prezidiului Marii Adunări Naționale, celui de-al II-lea Congres A.S.I.T.

In continuarea lucrărilor, acad. prof. N. Profiri a prezentat raportul Consiliului Central A.S.I.T.

Lucrările Congresului au continuat în zilele următoare la Palatul Marii Adunări Naționale.

Acad. I. S. Gheorghiu, președintele Secției tehnice a Academiei R.P.R. a transmis participanților la Congres, salutul Academiei R.P.R.

Dr. ing. Ștefan Bălan membru corespondent al Academiei R.P.R., vicepreședinte al A.S.I.T. a prezentat raportul *„Introducerea și extinderea tehnicii noi în industria socialistă a R.P.R.*

Au mai fost prezentate rapoartele: *„Organizarea științifică a producției industriale"* — raportor prof. ing. C. Atanasiu, membru în Biroul Consiliului Central A.S.I.T.; *„Introducerea tehnicii noi și organizarea științifică a producției în agricultură"* — raportor ing. Al. Priadcencu, membru corespondent al Academiei R.P.R., vicepreşedinte al A.S.I.T. şi prof. dr. Al. Romanovici vicepreşedintele secţiei ştiinţelor agricole A.S.I.T; *„Buna folosire a cadrelor tehnice"* — raportori prof. dr. ing. Remus Răduleţ, membru corespondent al Academiei R.P.R., membru al Consiliului Central A.S.I.T. şi prof. dr. ing. Tudor Tănăsescu, membru corespondent al Academiei R.P.R. vicepreşedinte al A.S.I.T

In ziua de 30 mai, în cursul dimineţii lucrările s-au desfăşurat pe Secţii de specialitate. In cadrul acestor şedinţe, care au avut loc în 12 săli din Capitală, s-au prezentat dările de seamă asupra activităţii secţiilor de specialitate. Au avut loc ample discuţii. S-au votat rezoluţii care au pus bazele activităţii viitoare pe linie de specialitate. Tot în cadrul şedinţelor pe secţii s-au acordat diplome pentru merite deosebite în activitatea tehnico-ştiinţifică a asociaţiei.

In după amiaza aceleaşi zile au început discuţiile la rapoartele generale.

In cadrul acestei şedinţe, Congresul a fost salutat de tov. Mihai Marin, secretar al Consiliului Central al Sindicatelor.

Conducătorii delegaţiilor străine participante au adus salutul lor Congresului.

Pe marginea rapoartelor au luat cuvîntul un mare număr de delegaţi şi invitaţi.

In ziua de 1 iunie au luat sfîrşit lucrările celui de-al II-lea Congres al Asociaţiei Ştiinţifice a Inginerilor şi Tehnicienilor din R. P. Romînă.

Ing. Oliviu Rusu a prezentat raportul asupra proiectului de statut modificat al asociaţiei. Participanţii la Congres au discutat şi votat pe articole noul statut al A.S.I.T.

Din partea comisiei de candidare ing. Dumitru Belinski a prezentat lista candidaţilor pentru Consiliul Central A.S.I.T.

Ing. Ion Grosu a citit proiectul de rezoluţie a celui de-al II-lea Congres A.S.I.T. care prevede principalele linii de dezvoltare în viitor ale activităţii asociaţiei. Rezoluţia a fost votată în unanimitate.

Participanţii la Congres au ales prin vot secret Consiliul Central al A.S.I.T. In Consiliul Central al A.S.I.T. au fost aleşi 86 de ingineri şi tehnicieni. Ca preşedinte a fost ales acad. prof. N. Profiri; vicepreşedinţi: prof. ing. Şt. Bălan, prof. ing. C. Atanasiu, prof. ing. St. Nădăşan membru corespondent al Academiei R.P.R. şi ing. Al. Priadcencu, membru corespondent al Academiei R.P.R., iar ca prim secretar ing. Oliviu Rusu.

Apoi, acad. prof. C. D. Neniţescu a dat citire unei moţiuni prin care participanţii la Congres cer interzicerea fabricării şi experimentării armelor atomice. Moţiunea a fost adoptată în unanimitate.

De asemenea, participanţii la Congres au hotărît în unanimitate trimiterea unei telegrame Comitetului Central al Partidului Muncitoresc Romîn şi Consiliului de Miniştri al R.P.R.

S-a dat apoi citire scrisorii adresate de acad. prof. N. Profiri, în numele celui de-al II-lea Congres şi al tuturor membrilor A.S.I.T., tovarăşului dr. Petru Groza, preşedintele Prezidiului Marii Adunări Naţionale.

Prof. ing. St. Bălan a citit Decretul Prezidiului Marii Adunări Naţionale prin care se conferă unui număr de ingineri şi tehnicieni Ordine şi Medalii ale R.P.R.

Cuvîntul de închidere a celui de-al II-lea Congres al A.S.I.T. a fost rostit de acad. N. Profiri, preşedintele Consiliului Central al A.S.I.T. Vorbitorul a arătat că dezbaterile prilejuite de Congres au fost deosebit de rodnice, inginerii şi tehnicienii, delegaţi la Congres, precum şi cei invitaţi au dezbătut cele mai importante probleme ale progresului tehnic în ţara noastră. Ei sînt hotărîţi, ca întorşi la locurile de muncă, să depună toate strădaniile, tot talentul şi capacitatea lor de muncă pentru a transpune în viaţă indicaţiile preţioase ale celui de-al II-lea Congres al A.S.I.T.

In numărul viitor vom prezenta mai pe larg lucrările şi rezoluţia Congresului.

Telegrama adresată Comitetului Central al P. M. R. şi Consiliului de Miniştri al R. P. Romîne

Delegaţii la cel de-al II-lea Congres al Asociaţiei Ştiinţifice a Inginerilor şi Tehnicienilor din Republica Populară Romînă, reprezentînd peste 60 000 de ingineri şi tehnicieni, au primit cu mare mulţumire şi cu entuziasm cuvîntul Partidului Muncitoresc Romîn şi al guvernului Republicii Populare Romîne, rostit în şedinţa de deschidere a Congresului de tovarăşul Chivu Stoica, preşedintele Consiliului de Miniştri, membru în Biroul Politic al Partidului Muncitoresc Romîn.

Intelectualitatea tehnică din ţara noastră îşi exprimă recunoştinţa faţă de partid şi guvern, care au realizat cele mai bune condiţii pentru ca inginerii şi tehnicienii să-şi dea aportul la măreţele realizări ale construcţiei socialiste. Numai în anii puterii populare a fost posibil ca inginerii şi tehnicienii să se manifeste cu un puternic avînt în munca de creaţie tehnico-ştiinţifică. In fabrici şi uzine, pe marile şantiere, pe ogoare, precum şi în institutele de proiectări şi cercetări, planurile îndrăzneţe ale multor ingineri şi tehnicieni au devenit realităţi, creîndu-se astfel opere tehnice şi ştiinţifice de neconceput, în orînduirea burghezo-moşierească.

Cu deosebită însufleţire privesc inginerii şi tehnicienii noile perspective pe care politica partidului şi guvernului le deschide dezvoltării economiei naţionale. Cuvîntul partidului şi guvernului constituie pentru noi un îndreptar în activitate şi vom lupta cu perseverenţă şi elan pentru dezvoltarea şi întărirea economiei patriei noastre dragi, Republica Populară Romînă.

Noi, inginerii şi tehnicienii din industrie, construcţii, transporturi şi agricultură, vom avea permanent în faţă sarcina de a ţine pasul cu realizările tehnicii noi. Aceasta este condiţia principală pentru ridicarea nivelului de trai material şi cultural al poporului muncitor prin sporirea producţiei, mărirea productivităţii muncii şi reducerea preţului de cost.

Sîntem convinşi că, în rezolvarea acestor sarcini, un rol însemnat îl are asociaţia noastră. Asociaţia va trebui să dea în mod deosebit atenţie activităţii de ridicare a nivelului ideologic şi tehnico-economic al inginerilor şi tehnicienilor.

Noi, inginerii şi tehnicienii din Republica Populară Romînă, asigurăm Comitetul Central al Partidului Muncitoresc Romîn şi Consiliul de Miniştri al Republicii Populare Romîne că vom lupta cu toate forţele noastre, împreună cu poporul muncitor, pentru înflorirea patriei, pentru întărirea păcii şi colaborării internaţionale.

Din însărcinarea Congresului al II-lea al Asociaţiei Stiinţifice a Inginerilor şi Tehnicienilor din R. P. Romînă.

Acad. Prof. N. PROFIRI

Problema apelor în Republica Populară Romînă *)

Ing. I. Bernacki
Preşedintele Comitetului de Stat al Apelor

CZ 627.1 (R)

Statul capitalist nu a realizat o gospodărire a apelor şi nu a procedat la studierea numeroaselor cursuri de apă de care dispunem. Activitatea tehnică a fostei Direcţii a apelor din Ministerul Lucrărilor Publice a fost slabă şi subordonată politicii generale burghezo-moşiereşti.

Incepînd din 1948, evoluţia economiei naţionale a determinat dezvoltarea unor importante activităţi hidrotehnice în diferite departamente, care însă s-au desfăşurat independent, fără ca Direcţia apelor citată să fi reuşit a coordona aceste activităţi.

In 1950, s-a instituit Comisia interministerială pentru problemele hidrotehnice ca organ coordonator al problemelor hidrotehnice, avînd ca unitate tehnică I.P.A.C.A. pentru elaborarea planurilor de amenajare integrală a cursurilor de apă.

In 1951 se desfiinţează Comisia interministerială şi se înfiinţează Direcţia generală hidrometeorologică în cadrul căreia este trecută I.P.A.C.A.

Principalele sarcini atribuite acestei Direcţii în privinţa gospodăririi apelor au fost:

— elaborarea planurilor de amenajare integrală a cursurilor de apă în vederea valorificării apelor, precum şi întocmirea proiectelor de ansamblu pentru justificarea tehnico-economică a complexului de lucrări pe bazine hidrografice;

— coordonarea studiilor şi măsurătorilor ce se efectuau de diferite ministere, pentru întocmirea proiectelor de amenajare a cursurilor de apă şi a folosirii apelor din R.P.R.; urmărirea realizării sarcinilor trasate prin Hotărîrea Consiliului de Miniştri în domeniul hidrotehnicii;

— avizarea din punct de vedere tehnico-economic şi al integrării lor în planurile de amenajare a proiectelor lucrărilor hidrotehnice sub aspectul folosirii raţionale a apelor.

Ulterior, printr-o serie de hotărîri şi decrete, s-a precizat profilul Direcţiei generale hidrometeorologice ca organ coordonator al gospodăririi apelor din R.P.R., iar activitatea de gospodărire propriu zisă a rămas în sarcina diferitelor departamente interesate pentru aspectele lor specifice: agricultura cu problemele de hidroameliorații, energia electrică pentru cele hidroenergetice, gospodăria comunală pentru alimentarea cu apă potabilă, silvicultura pentru problemele torenţilor etc.

Direcţia generală hidrometeorologică nu a reuşit să îndeplinească sarcinile conform prevederilor legale şi nevoilor economiei naţionale. Neglijînd să se ocupe de problemele concrete şi imediate, deci de nevoile vieţii reale, Direcţia generală hidrometeorologică s-a orientat către întocmirea unor planuri de amenajare pentru întreg cuprinsul ţării, fără o eşalonare sistematică a problemelor din punctul de vedere al importanţei lor pentru economia ţării. Planurile întocmite au mai mult caracter de monografii, dezvoltînd aspecte care nu sînt esenţiale în problema apelor, iar schemele de amenajare propuse nu sînt fundate pe date tehnico-ştiinţifice, lipsindu-le şi justificarea economică. Există în aceste planuri tot soiul de idei, unele foarte bune, dar nesusţinute de datele tehnice, concrete, indispensabile lor. Hidrometeorologia nu a furnizat datele rezultate de pe urma observaţiilor făcute prin posturile şi staţiile sale, în măsura în care hidrotehnica avea nevoie pentru elaborarea planurilor de amenajare a cursurilor de apă, iar activitatea hidrotehnică nu a dispus de o reţea pe teren pentru studii şi observaţii. Rezultatul este că planurile existente nu pot constitui o bază reală pentru amenajarea cursurilor de apă.

Modul în care au fost elaborate planurile de amenajare integrală a constituit cauza determinantă a neîndeplinirii de către Direcţia generală hidrometeorologică a sarcinii de coordonator în gospodărirea apelor, iar avizarea proiectelor hidrotehnice a fost redusă la îndeplinirea formală a unei prevederi legale.

Cauzele şi efectele arătate mai sus pot fi datorate frecventelor schimbări în conducerea acestei Direcţii, care au împiedicat cristalizarea unei concepţii juste în problema apelor şi precizarea unei politici ferme pe baza cărora să se obţină rezultate satisfăcătoare. Există însă şi cauze pentru care cadrele de conducere succesive ale Direcţiei generale hidrometeorologice nu pot fi făcute răspunzătoare decît doar pentru faptul că nu au luptat suficient în vederea înlăturării lor, luptă care, desigur, nu este comodă.

Asemenea cazuri ar fi:

— nu a fost încadrată cu specialişti de înaltă calificare în măsura necesară;

— nu a dispus de organe locale de specialitate hidrotehnică, pentru efectuarea de studii pe teren şi pentru descentralizarea activităţii de coordonare a problemelor de mai mică importanţă, extrem de numeroase;

— nu a avut legătură cu organele locale ale puterii de stat, iar acestea, la rîndul lor, nu au dispus de organele tehnice indispensabile şi competente.

Incepînd de la un moment dat, conducerea Direcţiei generale hidrometeorologice s-a orientat aproape exclusiv către activitatea hidrometeorologică trecînd pe plan secundar problemele hidrotehnice, ceea ce a avut ca urmare reducerea activităţii I.P.A.C.A. şi a unei importante părţi a forţelor sale de muncă. Se poate uşor înţelege că în asemenea condiţii a dispărut orice posibilitate de acţiune reală în favoarea apelor.

Analiza întregii situaţii, făcută anul trecut, a determinat partidul şi guvernul să ia măsuri pentru ca şi în ţara noastră problema apelor să fie urmărită şi soluţionată cu toată seriozitatea, corespunzătoare deosebitei influenţe pe care o are asupra economiei naţionale şi a gravităţii în care se prezintă ea astăzi. Crearea unui organ de Stat, căruia să i se asigure condiţii de activitate corespunzătoare situaţiei, suprimîndu-se cauzele care provocau efecte negative în trecut, a constituit prima măsură.

Indreptarea completă a situaţiei analizate, pentru a ajunge la stăpînirea şi folosirea complexă a apelor, constituie rolul atribuit noului organ de stat, for îndrumător şi coordonator în problema gospodăririi apelor. In îndeplinirea rolului său, Comitetul de Stat al Apelor de pe lîngă Consiliul de Miniştri efectuează politica guvernului în domeniul apelor.

Componenţa Comitetului de Stat al Apelor de pe lîngă Consiliul de Miniştri constituie o noutate pentru întregul lagăr al democraţiei populare. Pentru prima oară se constituie un for coordonator în problema apelor, compus din organele de conducere ale departamentelor interesate şi ale altor instituţii de coordonare,

---

* Text prescurtat al conferinţei cu acelaşi titlu ţinută la 1 martie 1957 în sala A.S.I.T. din calea Victoriei 118.

avînd numai un preşedinte şi un mic număr de membri permanenţi, specialişti, independenţi de orice interes local în folosirea apelor, prezentînd deci garanţii de obiectivitate şi care conduc unităţile de lucru ale forului coordonator. Tocmai în această noutate rezidă chezăşia unei juste coordonări a întregii activităţi din domeniul apelor, pentru a se ajunge cît mai grabnic la stăpînirea şi folosirea raţională a lor.

Pentru îndeplinirea sarcinilor sale Comitetul de Stat al Apelor dispune de unităţi centrale, institute de studii şi cercetări, unităţi teritoriale pentru studii, şi are sub îndrumarea sa tehnică unităţi teritoriale de execuţie subordonate organelor puterii locale.

Direcţia generală hidrometeorologică, ca organ al Comitetului de Stat al Apelor, urmează să-şi continuie activitatea, dar la un nivel calitativ mai ridicat. In acest scop ea a fost reorganizată. S-a întărit conducerea reţelei căreia i s-a dat întreaga prelucrare a observaţiilor pînă la inclusiv alcătuirea anuarelor. Deservirea hidrometeorologică a fost de asemenea întărită şi descentralizată. Prin aceste măsuri Institutul central hidrometeorologic a fost eliberat de o serie de preocupări, rămînîndu-i în exclusivitate, activitatea sa pur ştiinţifică.

In programul imediat pentru hidrometeorologie trebuie să se înfăptuiască:

— reorganizarea reţelei de posturi de observaţie, înlocuindu-se actualele posturi plătite din fond nescriptic, pe a căror activitate nu se poate pune bază, prin posturi a căror observatori să fie bugetari, deci cu răspundere;

— folosirea observaţiilor existente şi completarea lor cu noi observaţii hidrologice, în vederea întocmirii cadastrului hidrologic al surselor de apă;

— studierea din punct de vedere hidrometeorologic a Mării Negre, prin patru staţii de coastă şi prin vasul maritim hidrometeorologic;

— introducerea mecanizării parţiale în calculele de mare volum, pentru aducerea la zi a prelucrării datelor climatologice din ultimii 15 ani, în special din timpul ultimului război şi de pe teritoriul Ardealului;

— lichidarea paralelismului în domeniul hidrometeorologiei în cursul anului 1957, existent între Comitetul de Stat al Apelor, cu Ministerul Industriei Grele — Departamentul energiei electrice, Ministerul Agriculturii şi Silviculturii şi Ministerul Transporturilor şi Telecomunicaţiilor;

— organizarea unei largi activităţi agro-meteorologice pentru susţinerea agriculturii;

— terminarea capitolelor de hidrologie şi climă în cadrul monografiei geografice a Republicii Populare Romîne ce se execută de către Academia R.P.R. în colaborare cu Academia Uniunii Sovietice;

— efectuarea de observaţii în limita permisă de aparatajul de care dispunem în cadrul acţiunii mondiale pentru anul geofizic 1957.

Comitetul de Stat al Apelor va lua măsuri pentru a lichida rămînerea în urmă a hidrometeorologiei, avînd în vedere şi faptul că pentru soluţionarea problemei apelor sînt necesare o serie de date pe care trebuie să le furnizeze aceasta. Trebuie să recunoaştem, că, în ceea ce priveşte hidrometeorologia, ne găsim în urma ţărilor de democraţie populară din jurul nostru, mult în urma ţărilor occidentale avansate şi foarte mult în urma Uniunii Sovietice, cea mai avansată ţară din lume în acest domeniu, datorită concepţiei materialiste şi înaltului nivel ştiinţific existent în general în U.R.S.S. şi datorită economiei ei puternice, în măsură să susţină corespunzător hidrometeorologia, a cărei activitate este realmente costisitoare.

Avem convingerea că măsurile luate de către Comitetul de Stat al Apelor vor duce la rezultate bune în hidrometeorologie deoarece avem astăzi o serie de cadre tinere, care au studiat în Uniunea Sovietică, au asimilat din ştiinţa şi metodologia avansată, aşa încît, sub o conducere fermă şi gospodărească, vor obţine realizări meritoase, datorită cărora vom atinge nivelul de la care vom putea intra în întrecere cu ţările surori. In această luptă sîntem ajutaţi frăţeşte de Uniunea Sovietică prin specialiştii care ne frecventează deseori şi de la care primim îndrumări deosebit de preţioase. Desigur, în sarcina noastră rămîne adaptarea la condiţiile noastre a îndrumărilor concrete primite, prin aplicarea principiilor de bază folosibile în orice împrejurări.

Direcţia generală a apelor a fost nou creată în cadrul Comitetului de Stat al Apelor.

S-a evitat organizarea clasică a direcţiilor serviciilor, birourilor, etc., care duce implicit la cheltuieli mari şi randament scăzut. In centrala Direcţiei generale a apelor, un număr redus de ingineri şi tehnicieni, grupaţi pe problemele esenţiale vor îndruma:

— activitate de studii şi cercetări ce se va desfăşura în laboratoarele Institutului de studii şi cercetări hidrogeotehnice, ce urmează a fi creat în locul fostului laborator hidrotehnic;

— activitatea de studii şi cercetări pe teren ce se va desfăşura de către sectoarele hidrotehnice ce se vor înfiinţa în bazinele mari hidrografice;

— activitatea operativă ce se va desfăşura de secţiile regionale ale apelor şi de către reţeaua de picheri şi cantonieri hidrotehnici ce vor funcţiona pe lîngă comitetele executive ale sfaturilor populare regionale.

Principalele probleme pe care se va axa întreaga activitate a unităţilor Direcţiei generale a apelor vor fi:

— întocmirea şi ţinerea la zi a cadastrului apelor;

— elaborarea planurilor de amenajare integrală şi folosire complexă a cursurilor de apă;

— rectificarea şi stabilizarea albiilor cursurilor de apă;

— combaterea inundaţiilor;

— protecţia calităţii apelor;

— soluţionarea sarcinilor ce rezultă din convenţiile internaţionale în legătură cu apele de frontieră şi a celor ce traversează frontiera;

— avizarea planurilor anuale şi de perspectivă ale departamentelor şi sfaturilor populare regionale pentru problemele legate de apă, a planurilor anuale şi de perspectivă pentru împăduriri şi despăduriri, a studiilor şi proiectelor hidrotehnice din punctul de vedere al regimului şi gospodăririi apelor etc.

Planul de activitate în domeniul apelor este uşor de recunoscut din însăşi enumerarea principalelor probleme.

In primul rînd trebuie întocmit cadastrul apelor. Acesta va conţine datele tehnice privind curgerea apelor precum şi datele concrete de teren, pe baza cărora se vor putea elabora planuri reale de amenajare a cursurilor de apă. La alcătuirea cadastrului apelor vor contribui unităţile Comitetului de Stat al Apelor şi secţiile regionale ale apelor, cu reţeaua de picheri şi cantonieri hidrotehnici.

Fiecare secţiune regională a apelor, va avea cadastrul apelor pentru toate apele ce parcurg teritoriul regiunii respective.

Fiecare sector hidrotehnic va avea un exemplar al cadastrului apelor pentru toate apele bazinului sau grupei de bazine în care se găsește și activează.

Pe măsura întocmirii cadastrului apelor, sectoarele hidrotehnice vor face studii pe teren și vor trece la elaborarea planurilor de amenajare integrală.

In ceea ce privește ridicările hidrotopografice, care prin proporția lor ar putea îndepărta momentul începerii activității de elaborare a planurilor de amenajare, Ministerul Forțelor Armate ne va ajuta efectuînd ridicări aerofotogrametrice. Aceasta înseamnă reducerea cu cîțiva ani a termenului în care vor fi elaborate planurile de amenajare, operă care stă la baza acțiunii pentru stăpînirea apelor. Se va ajunge astfel la suprimarea pagubelor mari pe care le are țara și la intrarea în faza folosirii complexe a apelor, care transformă bogăția reală, în dezvoltarea vizibilă a economiei naționale, în pîrghie puternică a ridicării nivelului de trai al oamenilor muncii din țara noastră.

Pe măsură ce se vor întocmi planurile de amenajare integrală a cursurilor de apă, problemele apelor vor fi soluționate cu tot mai multă eficacitate, obținîndu-se rezultate mari cu mijloace mai reduse și excluzîndu-se cheltuielile care de multe ori devin inutile în scurtă vreme de la efectuarea lucrărilor respective.

Acesta ar fi drumul larg și drept, care duce direct la ținta urmărită. Viața reală nu ne va permite însă să parcurgem acest drum ci unul greu, care se face în timp mai lung, cu cheltuială mai mare, oboseală mult mai mare și uneori chiar cu pagube. Situația însă nu poate fi evitată. Noi nici n-am pornit încă la acest drum, deoarece abia am terminat organizarea și luptăm pentru obținerea mijloacelor și lucrătorilor necesari activității noastre. De pe acum însă sîntem inundați de probleme numeroase, de toate categoriile. Zilnic primim proiecte de lucrări importante pentru diferite folosințe de apă, și planuri de perspectivă, cum ar fi planul pe 10 ani de împăduriri, stingere de torenți și suprimarea erodării terenurilor, întocmit de Ministerele Silviculturii și Agriculturii, proiecte și planuri care trebuie coordonate și avizate; apar probleme de coordonare între diferite departamente și regiuni pentru consolidări de maluri, extrem de urgente, deoarece apa acționează iute și amenință brutal cu pagube mari; așa este, de exemplu, consolidarea malului Argeșului în dreptul punctului Clătești, unde apa amenință cu inundarea a mii de hectare lucrate de gospodăria de stat de la Chirnogi. Apar probleme grave în legătură cu convențiile internaționale, cum ar fi omorîrea peștilor din crescătoriile iugoslave datorită poluării peste limita admisibilă a apelor canalului Bega. Apar și sarcini de elaborare imediată a unor planuri de amenajare integrală, cum ar fi amenajarea bazinului Prutului care, în conformitate cu convenția încheiată de R.P.R., urmează să se facă în colaborare cu Republica Socialistă Sovietică Moldovenească.

Vedem dar, din aceste exemple, că viața ne impune să soluționăm imediat întreaga gamă de probleme care privesc apele și intră în sfera noastră de activitate, cu mult înainte de a fi elaborat planurile de amenajare a cursurilor de apă pe bazine hidrografice, adică mult înainte de a avea instrumente precise cu care să se poată făuri opera de stăpînire și folosire complexă a apelor. Aceasta înseamnă că un timp lucrările hidrotehnice vor continua să fie mai scumpe decît ar trebui, iar unele dintre ele vor deveni poate inutile peste cîțiva ani. Ambele rezultate constituie pagube ce se suprapun celor produse de apele sălbatice.

Situația nu poate fi însă evitată ci numai atenuată, micșorînd pagubele produse de oameni prin executarea lucrărilor necesare vieții curente înainte de întocmirea planurilor de amenajare integrală a bazinelor și scurtînd timpul în care se produc asemenea pagube ce se suprapun celor aduse de apele nestăpînite încă.

Pentru micșorarea pagubelor este necesar ca organele Comitetului de Stat al Apelor să fie încadrate cu lucrători pricepuți, cu experiență în studierea și rezolvarea problemelor puse de ape.

Pentru scurtarea perioadei de trecere este necesar:

— să se realizeze cît mai repede rețeaua de picheri și cantonieri hidrotehnici;

— să se realizeze cît mai repede secțiile regionale ale apelor de pe lîngă comitetele executive ale sfaturilor populare regionale, să li se dea mijloacele de muncă rezervate exclusiv pentru problemele apelor; aceste secțiuni vor avea sarcini numeroase și grele, în special dacă le raportăm la organizarea strînsă ce li s-a dat;

— să se realizeze cît mai repede sectoarele hidrotehnice din bazinele hidrografice, prin crearea condițiilor de trai, în special de locuințe, a puținilor lucrători care vor încadra aceste secțiuni;

— să se acorde în fiecare an departamentelor, în special Ministerului Agriculturii și Silviculturii, precum și sfaturilor populare regionale, fonduri din ce în ce mai mari pentru executarea lucrărilor de hidroameliorații, a celor de combaterea eroziunilor și stingerea torenților, a împăduririlor, a celor de rectificări și stabilizări de albii, precum și pentru combaterea poluării apelor.

Din cele arătate mai sus se desprinde conținutul problemei apelor, mijloacele necesare, metoda și căile pe care trebuie să le urmeze organele cărora partidul și guvernul le-a încredințat de curînd soluționarea acestei grele și importante probleme. Este vorba de probleme a căror soluționare cere timp îndelungat, probleme la care eforturile ce se vor depune vor da efecte vizibile abia mai tîrziu. In aceasta constă ingratitudinea acestei probleme mari și deosebit de interesante.

Aceasta nu înseamnă însă că nu există și activitate care să dea rezultate imediate.

Amintesc secțiunile viitorului Institut de studii și cercetări hidrogeotehnice care încadrează actualul laborator hidrotehnic. Folosind construirea în laborator a modelelor ce reprezintă, la diferite scări, lucrările hidrotehnice proiectate, se cercetează comportarea în natură a viitoarelor lucrări, contribuindu-se astfel la eliminarea erorilor de proiectare, la ieftinirea lucrărilor și la reducerea timpului de execuție. De asemenea, se cercetează modul în care vor acționa apele asupra lucrării hidrotehnice proiectate și asupra mediului înconjurător, în special asupra apelor freatice. In viitor aceste secții vor lucra intens, împreună cu noile secții hidrotehnice, pentru studiile necesare soluționării problemelor de rectificare și stabilizare a albiilor cursurilor de apă.

Nu se poate trece cu vederea activitatea de organizare și coordonare a apărării contra inundațiilor. Acțiunea se manifestă sezonal, dar ea trebuie totuși să fie organizată în fiecare an, iar nivelul apelor din toate rîurile și pîraiele țării trebuie urmărit zilnic.

In sfîrșit, ca program de realizat imediat, independent de elaborarea planurilor de amenajare integrală a cursurilor de apă, este activitatea de combatere a poluării apelor.

Din cauză poluării apelor economia națională suportă pagube grele. Pentru cunoașterea tuturor surselor de poluare a apelor va fi folosit cadastrul apelor, dar astăzi se cunosc totuși mai multe surse de poluare decît se pot cuprinde în acțiunea de combatere. Avînd deci un cîmp vast de acțiune se consideră combaterea poluării apelor ca cea mai importantă activitate în viitorul imediat. Lucrînd în colaborare cu Ministerul Industriei Petrolului și Chimiei și cu Ministerul Sănătății și Prevederilor Sociale, polarizînd în jurul nostru forțele de muncă care se preocupă de multă vreme de această problemă, vom ataca în primul rînd neutralizarea nocivității apelor reziduale ale industriilor și recuperarea deșeurilor conținute de acele ape. Prin această acțiune urmărim să apărăm atît emisarii naturali cît și apele menajere din rețelele de canalizare.

Industriile care deversează direct în emisari vor construi stații care să epureze apele reziduale în măsura cerută de diluția legală admisibilă, iar industriile care deversează în rețelele de canalizare vor construi stații care să epureze apele reziduale în măsura necesară păstrării calităților de îngrășămînt natural agricol a acestor ape. Pentru epurarea apelor menajere ar trebui folosită cea mai eficace stație de epurare, adică solul, dar nu scoțînd întinse suprafețe agricole din circuitul economic, ci restituind pămîntului o parte din materiile hrănitoare pe care i le luăm.

Omenirea nu poate fabrica îngrășămînt artificial atît de eficace cum este cel natural, în special pentru culturile intensive din jurul orașelor.

La noi mai există oameni care combat folosirea apelor menajere ca îngrășămînt natural. Alții, nu o combat dar pun tot soiul de condiții care să ducă indirect la împiedicarea acestei folosiri. Alții, elaborează calcule tehnico-economice prin care încearcă să arate că o asemenea folosire ar constitui, de cele mai multe ori, o soluție neeconomică. In fine, sînt unii care, în fața faptului că sistemul este folosit de mii de ani de către sute de milioane de oameni, iar astăzi este utilizat pe scară largă de țări capitaliste avansate, spun că noi nu avem nevoie de acest sistem pentru că avem un pămînt generos care ne dă roade bogate.

Nu vom demonstra aici greșeala ce se face în această problemă și nici cauzele ei, dar ne propunem să luptăm hotărît pentru promovarea unui sistem folositor țării noastre, sistem prin care să se poată reduce curînd o parte din pagubele provocate, pe de o parte de nepăsarea unora ,iar pe de alta de acțiunea naturii, în care lupta contrariilor, lupta dintre viață și moarte, este în aparență oarbă, dar cu efecte imense.

Inainte de a încheia această expunere vom face două citate în legătură cu problema folosirii îngrășămîntului natural.

In lucrarea sa „Mașinismul și marea industrie" paragraful „Marea industrie și agricultura" Karl Marx spune:

„Cu preponderența mereu crescîndă a populației orășenești, pe care producția capitalistă o îngrămădește în centrele mari, această producție sporește, pe de o parte, forța care împinge înainte istoria societății și împiedică, pe de altă parte, schimbul de materii dintre om și pămînt, adică restituirea elementelor naturale pe care omul le-a luat din natură sub forma de alimente și îmbrăcăminte, deci condiția naturală eternă a fertilității permanente a pămîntului".

Mai departe, vorbind despre agricultură Marx spune:

„Și orice progres al agriculturii capitaliste nu este mumai un progres în arta de a-l jefui pe muncitor, dar în același timp și în arta de a jefui pămîntul, orice progres în mărirea fertilității sale pentru a perioadă anumită este în același timp un progres în secarea surselor permanente ale acestei fertilități. Producția capitalistă nu dezvoltă deci tehnica și combinarea procesului social de producție, decît secînd în același timp izvoarele oricărei avuții : pămîntul și muncitorul".

Cu stilul său lapidar, Marx rezumă în cîteva rînduri odiseia progresului omenirii sub influența capitalismului, care nu poate scăpa de condiția sa congenitală, datorită căreia este obligat să-și taie craca de sub picioare.

Aproape 100 de ani mai tîrziu, în ultima perioadă petrecută în închisoarea engleză, Nehru, acest mare gînditor și filozof, a scris „Descoperirea Indiei", în care spune:

„Ingrășămintele artificiale se bucură în timpul nostru de o mare cerere și admit că ele sînt folositoare în felul lor. Insă mi se pare straniu că oamenii care se entuziasmează în fața unui produs artificial uită de îngrășămintele naturale și chiar le risipesc sau le aruncă. Numai China a avut bunul simț să folosească în întregime produsele naturale. Unii specialiști afirmă că îngrășămintele artificiale, deși dau rezultate rapide, epuizează solul, lipsindu-l de unele substanțe importante, din care cauză pămîntul devine din ce în ce mai steril. Comportarea noastră față de pămînt este identică cu aceea pe care o manifestăm față de propria noastră viață; prea deseori ardem lumînarea de la ambele capete. Noi răpim pămîntului cu o iuțeală de neînchipuit bogățiile sale și-i dăm în schimb foarte puțin, uneori chiar nimic".

Nehru completează constatarea făcută de Marx, ocazionată de dezvoltarea producției chimice, care dă astăzi cantități enorme de îngrășăminte artificiale. Dacă folosirea îngrășămintelor artificiale constituie soluția justă pentru suprafețele agricole întinse, apoi în jurul orașelor, unde avem nevoie de culturi intensive pentru ridicarea nivelului de trai al oamenilor, soluția justă o constituie îngrășămintele naturale, mai ieftine și incomparabil mai eficace.

Sarcinile concrete ale Comitetului de Stat al Apelor nu pot fi despărțite de sarcinile generale ale economiei naționale; întreaga activitate a comitetului trebuie pusă în slujba dezvoltării raționale a diferitelor ramuri economice.

Plenara Comitetului Central al Partidului Muncitoresc Romîn din 27—29 decembrie 1956 a adoptat o serie de hotărîri care vor determina un nou avînt în activitatea oamenilor muncii pentru ridicarea producției industriale și agricole, pentru îmbunătățirea activității în toate ramurile vieții economice și în administrație.

La realizarea acestor hotărîri își va da contribuția și Comitetul de Stat al Apelor. Pe linia lichidării rămînerii în urmă a agriculturii, calificată de plenară drept „sarcină economică centrală" ,trebuie să realizăm o mai bună cunoaștere și folosire a condițiilor climatice și hidrologice de care depinde în bună măsură creșterea producției agricole și să asigurăm rationala folosire și stăpînire a resurselor de apă pentru irigarea terenurilor agricole și salvarea unor întinse suprafețe arabile de sub acțiunea apelor.

Considerăm de asemenea că, prin sprijinul pe care-l vom acorda creării și funcționării secțiilor regionale de ape, vom aduce o contribuție importantă la traducerea în viață a măsurilor hotărîte de plenară, privind îmbunătățirea activității sfaturilor populare, lărgirea atribuțiilor și posibilităților lor economice.

Pentru realizarea acestor sarcini și desfășurarea cu succes a întregii noastre activități, rămîne să primim și sprijinul necesar, să strîngem rîndurile tuturor acelora care lucrăm pentru problemele hidrotehnice ale țării, să îndeplinim întregul program pe care ni l-am propus; este fără îndoială că, promovînd metode juste de muncă și conducere, hotărîți să învingem greutățile iminente, vom reuși.

Amenajarea Dunării superioare

Prof. dr. ing. Dorin Pavel

C.Z. 627.8 (282.243.75)

Problema valorificării resurselor naturale ale Dunării se pune tot mai accentuat în țările riverane pe diferitele sectoare ale Dunării și inginerii noștri hidrotehnici sînt dornici să cunoască proiectele și lucrările efectuate sau în curs de pregătire în diferite țări dunărene.

Clasificarea și potențialul Dunării

Din punct de vedere hidrografic întregul fluviu se poate divide în trei sectoare mari :

— Dunărea superioară, de la izvoare pînă la Devin, în aval de vărsarea Moravei, unde Dunărea străbate catena de legătură între Alpii răsăriteni și Carpații mici. Pe acest parcurs, Dunărea străbate Würtenbergul, Bavaria și Austria, recepționînd afluenții de dreapta cu regim alpin: Iller, Lech, Isar, Inn, Traun, Enns și afluenții de stînga: Altmühl, Naab, Regen, Morava și alții mai mici. Bazinul de recepție al acestui sector de 131 170 km^2 colectează un debit mediu de rotund 2 000 m^3/s.

— Dunărea mijlocie, de la Devin la Baziaș, separă la început Cehoslovacia de Ungaria, parcurge Ungaria și Jugoslavia. De la Baziaș pînă în aval de Porțile de Fier, Dunărea străpunge catena Carpaților și munților balcanici. Bazinul de recepție crește pînă la Baziaș la 571 050 km^2, iar debitul mediu la 5 440 m^3/s. Pe acest parcurs mijlociu primează aportul afluenților de dreapta: Leitha, Raba, Sio, Drava, Sava și Morava balcanică, care au un regim hidraulic combinat alpin, dinaric și balcanic. Afluenții de stînga: Vah, Hron, Ipoly, Tisa, Timișul și Nera au un regim carpatin.

— Dunărea inferioară, de la Baziaș la Marea Neagră își sporește bazinul la 817 000 km^2 și debitul mediu la 6 300 m^3/s, primind pe stînga afluenții: Jiul, Oltul, Argeșul, Ialomița, Siretul și Prutul, iar pe dreapta: Timocul, Lomul, Iskărul, Iantra și alți afluenți mai mici.

Potențialul teoretic al Dunării reprezintă cu afluenții săi principali (fără versanții și nenumăratele pîraie) 37 855 MW și 331 000 GWh/an *), iar Dunărea fără afluenți 8 355 MW cu 73 000 GWh/an, din care Dunărea superioară contribuie cu 36,5%, cea mijlocie cu 18,5% și inferioară cu 45%.

Dezvoltarea studiilor pe Dunărea superioară

Pe parcursul amonte de Ulm (2 588 km amonte de Sulina) Dunărea are un bazin de 7 200 km^2, debitează în mediu însă numai 56 m^3/s (7,78 l/s km^2), deoarece are pierderi prin infiltrații spre un afluent al Rinului. De la Ulm, unde se varsă primul afluent Iller care sporește debitul la 121 m^3/s, începe parcursul navigabil al Dunării. De la Ulm spre Passau debitul crește la 664 m^3/s, dar sectorul este mai important pentru navigație, decît hidroenergetic, datorită pantei relativ mici de 0,21 m/km. La Passau se varsă afluentul Inn, cel mai important pentru Dunărea superioară, care aduce 775 m^3/s, avînd caracter alpin cu debite foarte mari în lunile mai—septembrie și mici în timpul iernii (fig. 1), așa încît aval de Passau Dunărea, trecînd pe teritoriul Austriei, are debite medii de 1 439 m^3/s pe care le sporește pînă la Devin la 2 000 m^3/s.

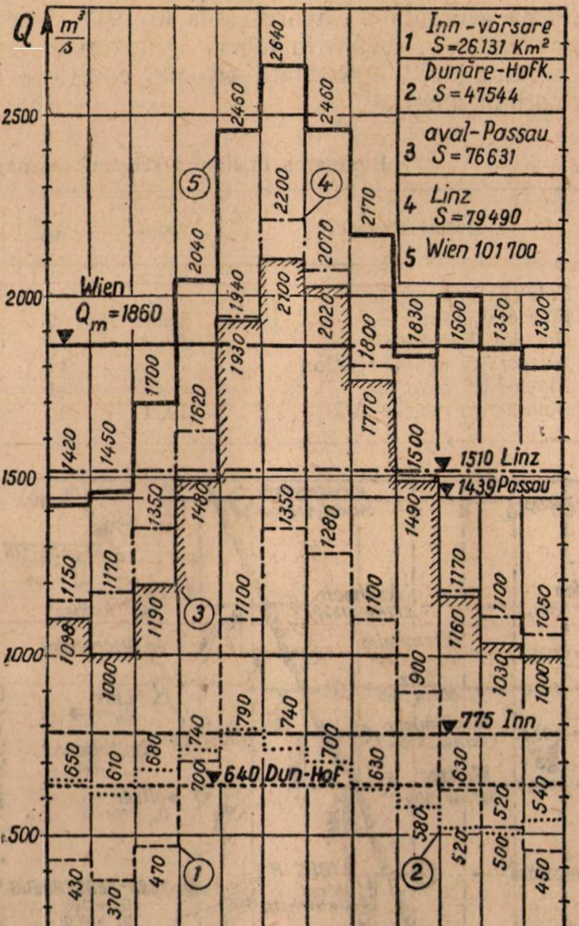


Fig. 1. Debitele medii lunare la cîteva stațiuni pe Dunărea superioară

Pe sectorul austriac Passau-Devin (fig. 2) de 346 km lungime, panta generală mare și uniformă de 0,45—0,48 m/km, ca și debitele sporite, dau un potențial teoretic însemnat de 22 111 GWh/an (pe parcursul german din amonte potențialul este mult mai redus, anume 4 588 GWh/an).

---

*) 1 MW=1000 kW, 1 GWh/an=1 milion kWh/an.

În ceea ce priveşte sectorul amonte de Passau, cu excepţia centralei Kachlet construită cu 3 decenii în urmă, nu cunoaştem alte studii de amenajare, în schimb pe sectorul austriac aval de Passau s-au studiat încă de acum 50 de ani foarte multe variante de amenajare.

Ca şi pe alte sectoare ale Dunării, respectiv pe alte fluvii, studiile s-au făcut la început pentru centrale izolate, fără a se alcătui o schemă de amenajare generală, aşa că primele realizări nu pot fi considerate ca fiind din punct de vedere tehnico-economic soluţiile optime.

În cazul Dunării austriece primele studii de schemă generală au apărut abia în 1917 şi este interesant să relevăm în tabela ce urmează cum a evoluat ideea amenajării cît mai complexe a sectorului austriac.

Evoluarea în timp a schemei amenajării complexe

Studiul schemei	Anul	Nr. treptelor	Căderea cumulată	Energia GWh/an	% din potenţial
Potenţialul teoretic	—	—	160	22 111	100,0
Fischer-Reinau	1917	9	71	5 137	23,2
Grünhut-Bartoletti	1930	13	110	5 845	26,4
Wasserstrassen Direktion	1942	17	110	11 965	54,1
Alpen-Elektrowerke	1945	11	110	12 200	55,2
Donau-Kraftwerke AG	1954	15	131	14 064	63.6

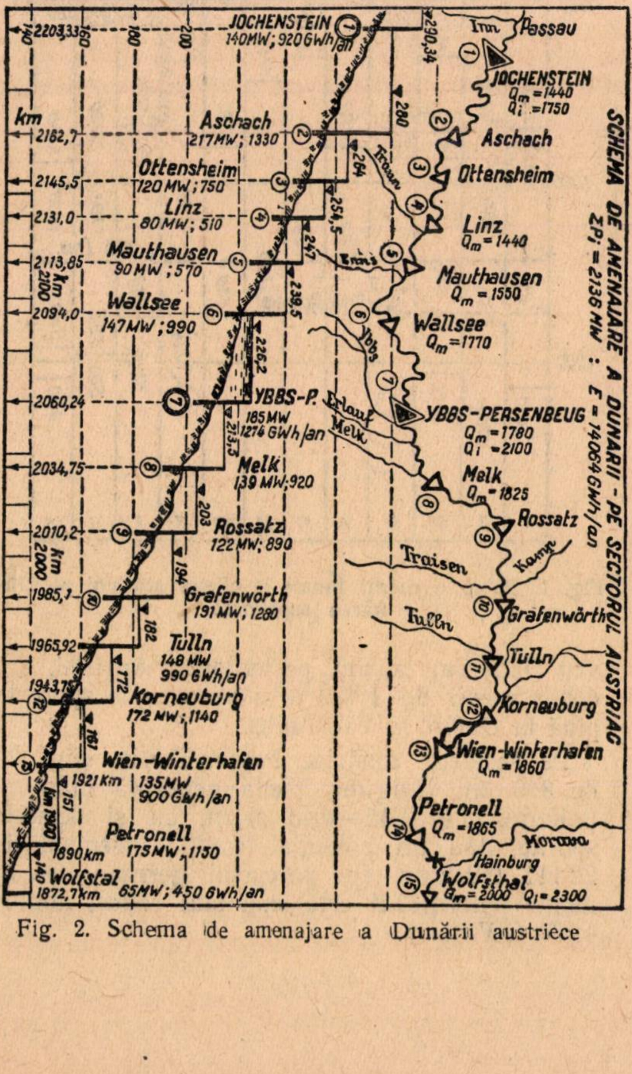

JOCHENSTEIN 140MW; 920GWh/an
2203,33
140
160
180
200
km
Aschach 217MW; 1330
2162,7
Ottensheim 120 MW; 750
2145,5
Linz 80 MW; 510
2131,0
Mauthausen 90 MW; 570
2113,85
km 2100
Wallsee 147MW; 990
2094,0
YBBS-P. 185MW 1274 GWh/an
2060,24
Melk 139 MW; 920
2034,75
Rossatz 122 MW; 890
2010,2
km 2000
Grafenwörth 191 MW; 1280
1985,1
Tulln 148 MW 990 GWh/an
1965,92
Korneuburg 172 MW; 1140
1943,75
Wien-Winterhafen 135MW 900 GWh/an
1921 Km
km 1900
Petronell 175MW; 1130
1890 km
Wolfstal 65MW; 450 GWh/an
1872,7 km
290,34
280
264
254,5
247
239,5
226,2
213,3
203
194
182
172
161
151
140
Inn
Passau
JOCHENSTEIN $Q_m = 1440$ $Q_i = 1750$
Aschach
Ottensheim
Traun
Linz $Q_m = 1440$
Enns
Mauthausen $Q_m = 1550$
Wallsee $Q_m = 1770$
Ybbs
Erlauf
Melk
YBBS-PERSENBEUG $Q_m = 1780$ $Q_i = 2100$
Melk $Q_m = 1825$
Rossatz
Traisen
Kamp
Grafenwörth
Tulln
Tulln
Korneuburg
Wien-Winterhafen $Q_m = 1860$
Petronell $Q_m = 1865$
Morava
Hainburg
Wolfsthal $Q_m = 2000$ $Q_i = 2300$
SCHEMA DE AMENAJARE A DUNĂRII - PE SECTORUL AUSTRIAC
$\Sigma P_i = 2136$ MW : E = 14064 GWh/an

Fig. 2. Schema de amenajare a Dunării austriece

Primele două scheme, utilizînd numai 23—26% din potenţialul teoretic nu pot fi considerate ca amenajări raţionale.

Ultima schemă elaborată de organizaţia Donaukraftwerke în anul 1954, realizînd 63,6% din potenţial, deşi esenţial mai bună decît cele precedente, nu poate fi considerată nici ea ca soluţia cea mai bună.

Este ştiut că schemele de amenajare magistrale cele mai recente, de exemplu pe marile fluvii din U.R.S.S., din S.U.A. şi alte părţi, realizează centrale de puteri foarte mari şi trepte de căderi de 20—40 m.

În cazul celei mai recente scheme austriace (fig. 2), subîmpărţirea în 15 trepte a căderii brute de 160 m conduce la căderi nete cumulate de 131 m (diferenţa se pierde prin remuu), deci la o cădere medie pe treaptă de 8,7 m. De asemenea debitul instalat *Qi* raportat la acela mediu *Qm,* deci coeficientul de instalare la schema austriacă este excepţional de mic, anume: 1 750/1 440 = 1,215 la prima treaptă „Jochenstein", de 2 100/1 780 = 1,18 la treapta mijlocie Ybbs şi 2 300/2 000 = 1,15 la ultima treaptă amonte de frontiera cehoslovacă. La centrale fluviale mari, cu funcţionare la vîrful sau semivîrful graficului de consum, coeficientul de instalare optim rezultă între 1,4 şi 1,6.

Cu cît creşte numărul treptelor pe un anumit sector de fluviu, vor creşte investiţiile în uvraje şi echipamente disproporţionat de mult, iar avantajul de a se inunda mai puţine suprafeţe, nu compensează investiţiile sporite. Aşa de exemplu la Porţile de Fier, considerînd la treapta unică de 35 m investiţia cu 100%, în cazul a două trepte de 15+20 m rezultă investiţia de 133%, iar la trei trepte cu 8,3+9,7+17 m investiţia sporeşte la 178%. Pe de altă parte producţia scade pentru două trepte la 91% şi pentru trei trepte la 83% şi preţul de cost al energiei în cele trei cazuri rezultă: 100, 140 şi 194%. Se vede că subîmpărţirea în trepte prea mici (sub 10 m) conduce la dublarea preţului de cost al energiei produse.

Centralele construite pe Dunărea superioară

Kachlet: Pe sectorul bavarez s-a pus în funcţiune, prin 1927, prima centrală pe Dunăre, la Kachlet, amplasată scurt amonte de Passau, avînd caracteristicile: centrală de bază cu 9 m cădere de calcul, 42 MW în grupuri Kaplan, cu o producţie de 270 GWh/an normal (fig. 3). Deşi hidrotehnica a înregistrat de atunci succese remarcabile, totuşi trebuie recunoscut că centrala Kachlet a fost la vremea sa o construcţie hidroenergetică foarte reuşită, avînd clădirea centralei în mijlocul Dunării, pe partea dreaptă stăvilarele cu 6 stavile de cîte 25 m şi în stînga ecluzele gemene de două ori 260/26/2,5 m.

Jochenstein: La 21 km aval de Passau, pe teritoriu austriac, a fost construită recent centrala Jochenstein, a cărei remuu se întinde spre amonte pînă la Kachlet, pe teritoriul bavarez. Primele studii datează tot din perioada construcţiei centralei Kachlet, dar proiectul definitiv a fost întocmit după 1950 şi lucrările au început în noiembrie 1952 printr-o societate mixtă bavarezo-austriacă, beneficiari în egale părţi fiind Bayernwerke AG şi Oesterreichische Elektrizitätwirtshaft AG. După 44 luni, deci în timp record a fost pusă în funcţiune centrala (fig. 4), avînd următoarele caracteristici: căderea minimă 5,8, maximă 11,7 instalată H_i = 8,9 m, debitul instalat egal φ_i = 1750 m³/s mediu φ_m = 1440 m³/s puterea instalată P_i = 140 MW în 5 grupuri şi producţia în anul normal de 920 GWh/an.

Relevăm cîteva particularităţi ale construcţiei.

— organizarea în plin a şantierului s-a făcut în 5 luni;

— în prima fază de lucru, s-a excavat şi betonat în două incinte: pe malul stîng ecluzele gemene şi racordul cu centrala, pe malul drept stăvilarele cu 6 deschideri;

— incintele au fost separate de Dunăre prin batardouri celulare (cilindri circulari metalici asamblaţi în serie);

— peste stăvilar nu a fost adoptată soluţia clasică, cu o macara portal, datorită opoziţiei Societăţii de protecţia naturii, astfel că s-a ales soluţia cu o navă-macara, care a servit montajelor şi serveşte exploatării curente;

— în faza a doua de lucru apele mari au fost evacuate prin ecluze şi stavile, fiind închisă incinta mijlocie a clădirii centralei;

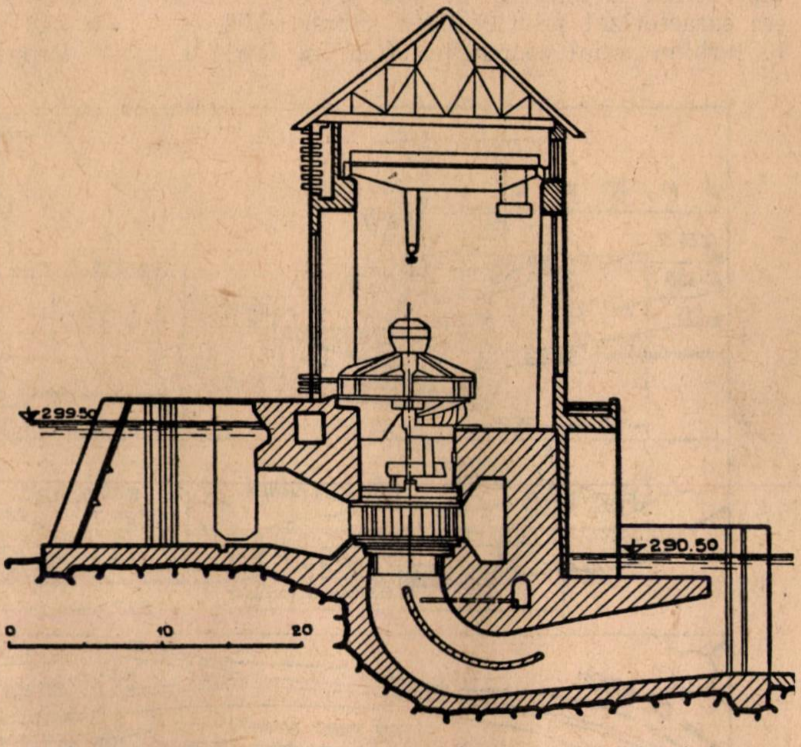


Fig. 3. Secţiune prin centrala Kachlet, în funcţiune pe sectorul bavarez

— în iulie 1954 a survenit un debit maximal cu frecvenţa 1/1 000 ani de 13 500 m³/s (faţă de 10 000 debitul de construcţie) care nu a cauzat însă stricăciuni deosebite. Acest debit excepţional a fost de altfel înregistrat în august 1501 cum arată inscripţia pe o placă de marmoră fixată pe o poartă din oraşul Linz, ca şi alte semne pe Dunărea superioară, de exemplu pe podul de la Passau etc. (Schaffernak în manualul „Hydrographie" p. 22);

— de la centrala Jochenstein se transportă curentul pe o linie de 220 kV spre staţia de repartiţie „Sf. Peter", spre Bavaria şi Austria.

Ybbs-Persenbeug: Primul proiect complet întocmit în 1924 de inginerul elveţian Höhn, a fost aprobat de guvernul austriac şi preconiza: căderea 9,5 m, P_i=105 Mw şi E=800 GWh/Wh/an, cu 10 turbine Kaplan. După 1953 Societatea Rhein-Main-Donau AG (care exploata şi centrala Kachlet) a răscumpărat concesia lui Höhn şi a adus unele modificări proiectului, de exemplu reducerea numărului

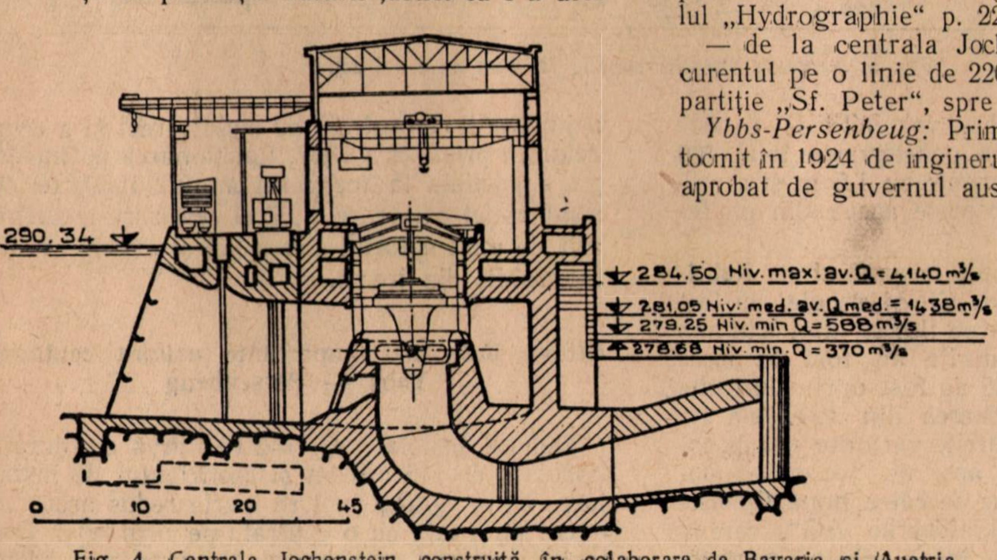

290.34
284.50 Niv. max. av. Q = 4140 m³/s
281.05 Niv. med. av. Q med. = 1438 m³/s
279.25 Niv. min Q = 588 m³/s
278.68 Niv. min. Q = 370 m³/s
0
10
20
45

Fig. 4. Centrala Jochenstein, construită în colaborare de Bavaria şi Austria

grupurilor la 6×20 MW și 6 stavile plane duble de cîte 32 m, în loc de 4×48 stavile cilindrice.

La începutul organizării șantierului în 1940 a survenit o nouă modificare radicală, anume ing. Arno Fischer, preluînd conducerea Societății RMD, a introdus un nou proiect. Acesta era caracterizat prin: centrala submersibilă, cu 16 turbine axial concentrice (Cursul Dorin I. Pavel : Mașini hidraulice vol. I/1954) de cîte 14 000 CP fiecare (la generatoare total 160 MW), ridicarea cotei amonte cu 1,5 m și a producției cu 200 GWh/an peste aceea din proiectul Hőhn.

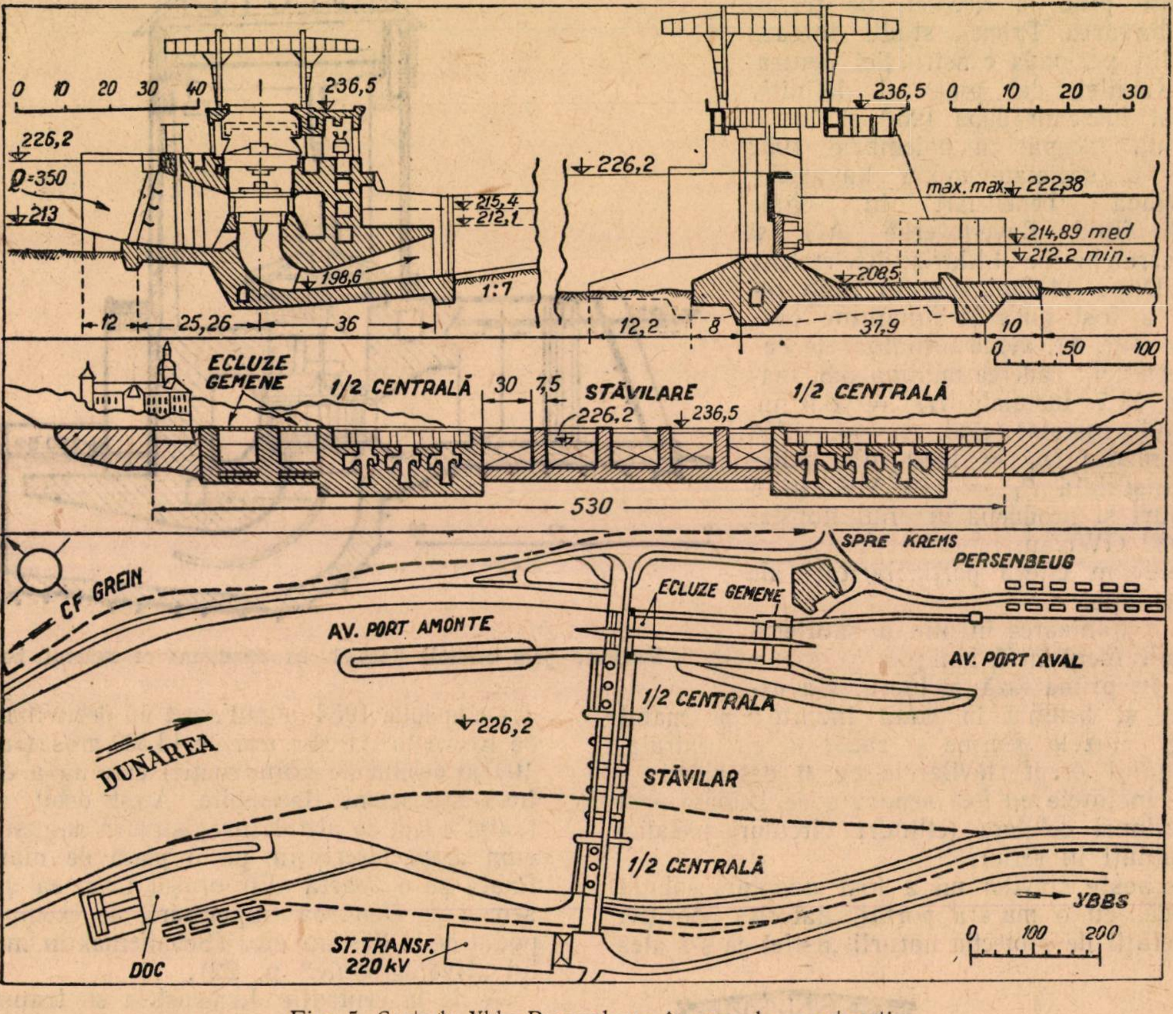

0 10 20 30 40
236,5
226,2
Q=350
213
215,4
212,1
198,6
1:7
12
25,26
36
226,2
236,5
0 10 20 30
max. max. 222,38
214,89 med
212,2 min.
208,5
12,2
8
37,9
10
0 50 100
ECLUZE GEMENE
1/2 CENTRALĂ
30
7,5
STĂVILARE
1/2 CENTRALĂ
226,2
236,5
530
SPRE KREMS
PERSENBEUG
CF GREIN
ECLUZE GEMENE
AV. PORT AMONTE
AV. PORT AVAL
1/2 CENTRALĂ
226,2
DUNĂREA
STĂVILAR
1/2 CENTRALĂ
YBBS
0 100 200
ST. TRANSF. 220 kV
DOC

Fig. 5. Centrala Ybbs-Persenbeug în curs de construcție

Șantierul a fost complet organizat cu Kabelkran, cu noi legături de CF și șosele, au fost închise două incinte — pe fiecare mal cîte una — de asemenea săpăturile au fost în mare parte executate. În 1945 au fost oprite lucrările și abia după naționalizarea din 1947 s-a reproiectat lucrarea în diferite variante noi de către Prof. Grzywienski, apoi de Societatea Donaukraftwerke și în fine de către noua Comisie combinată cu „Donaukraftwerke AG", care a încadrat diferite proiecte într-o schemă generală (ultima variantă din tabela anterioară). După acest proiect (fig. 5) se prevedea cota de reținere 226,2, deci cu 2,07 m peste cota din proiectul Hőhn, cu capacitatea sporită la 185 MW și producția la 1 274 GWh/an cu împărțirea centralei în două părți gemene. După acest proiect a fost reîncepută execuția la 1 octombrie 1954.

Programul lucrării este: punerea în funcțiune a jumătății de centrală pe malul drept și a ecluzelor în primăvara 1957, funcționarea cu întreaga capacitate la începutul anului 1959, terminînd astfel o lucrare a cărei realizare a suferit atît de mult datorită concepției și situațiilor defavorabile din trecut.

Cîteva date mai importante asupra centralei Ybbs — Persenbeug

Debitul instalat Q_i = 2 100 m³/s cu durata normală de 105 zile/an și coeficientul de instalare $k_i = Q_i/Q_m = 1{,}18$ foarte redus arată că avem de a face cu o centrală pe firul apei. Datorită secțiunii transversale înguste, s-a adoptat, în vederea realizării unei evacuări bune a apelor și pentru utilizarea incintelor pe maluri, stavilele în mijlocul Dunării cu cîte $^1/_2$ centrală de fiecare parte, iar le jumătatea stîngă ecluzele gemene se înscriu bine în natură, fără a deranja aspectul monumentului istoric „Castelul Persenbeug".

Căderea variază în limitele $H_{min}=4$, $H_m=11{,}3$, $H_{max}=14$ m, iar la debitul instalat de 350 m³ în fiecare din cele 6 turbine Kaplan, căderea este $H_i=10{,}6$ m, puterea de 32 300 kW/turbină, la $n = 68{,}2$ rot/ min și randamentul hidraulic și al turbinei de $\eta_h\ \eta_t=0{,}887$. La căderea de 12,45 m și la debitul per turbină de 310 m³/s se obține puterea 34 400 kW la arborele turbinei, cu diametrul rotorului 7,4 m. O turbină cîntărește 754 tone și inclusiv toate accesoriile 942 tone.

Generatoarele sînt dimensionate pentru 45 000 kVA fiecare, la cos $\varphi=0{,}8$ cu tensiunea la borne 10,3 kV, cu +8 și —5%, cîntărind fiecare 405 tone.

Producția normală este de 1 274 GWh/an, din care 550 GWh reprezintă energia jumătății de an care cuprinde iarna și 724 GWh energie de vară.

Ecluzele au două camere gemene, fiecare de cîte 240/24/2,5 m. Avantporturile au lungimea de intrare de cel puțin 100 m. Porțile amonte pot fi scufundate în radier, cele din aval ridicate, astfel ecluzele pot contribui la descărcarea debitelor maxime.

Clădirile centralelor gemene de tip fluvial au cîte o sală de generatoare foarte scundă, cu un pod rulant mic de 20 tone pentru reparații curente și două macarale portale de cîte 130 tone care circulă în exterior peste toate clădirile, inclusiv stăvilare. Prin ridicarea capacelor sălii mașinilor se face cu aceste macarale portale demontarea și remontarea oricărui grup electrogen sau stavilă.

Transformatorii-tip bloc cu grupurile electrogene — sînt amplasați în spațiile de sub podul peste uvraje, iar transportul la stația de 220 kV de pe mal (care are 3 plecări), se face prin cabluri monofazate de 220 kV, umplute cu ulei.

La intrarea în melc și la ieșirea din aspiratoare sînt nișe pentru batardourile de închideri fortuite în caz de reparații. Stăvilarul are 5 deschideri cu stavile de cîte 30 m cu 4 pile de 7,5 m grosime. Stavilele sînt de tip plane — duble (Hackenschütze) cu înălțimea totală 13,5 m și pot fi manevrate prin nișele laterale de la podul rulant, la fel ca și batardourile amonte și aval.

Dunărea fiind prea îngustă în această secțiune s-a excavat jumătate de centrală și de stăvilar de pe malul drept ca un golf lărgit.

Organizarea șantierului a fost dificilă, deoarece a trebuit să se utilizeze incintele construite pentru soluția anterioară (Arno Fischer). Ca volume de lucrări au fost necesare 550 000 m³ beton, cu 900 000 m³ agregate pentru centrale, stăvilare și ecluze. Excavațiile totale au reprezentat, inclusiv golful de pe malul drept, 1 800 000 m³, din care 250 000 m³ sînt derocări, restul săpături în aluviuni și pămînt. Fabrica de beton cu două secții de cîte 90 m³/h este deservită de un funicular și de diferite macarale, printre care una de 200 tone. In timpul construcției două ferriboot-uri au evitat construcția unui pod provizoriu. Instalațiile de aer comprimat, stațiile de pompare, instalațiile de forță, coloniile, atelierele, magaziile sînt cele uzuale la șantierele de tip fluvial.

Investițiile totale reprezintă $J = 2{,}3$ miliarde Schilingi austrieci (specific $i = J/P_i = 12\,430$ Sch/kW-instalat, iar investiția raportată la energie 1,81 Sch/kWh și an). Prețul de cost al energiei este de circa 0,16 Sch/kWh, știind că cheltuielile totale anuale reprezintă 8,8% din investiții (excepțional de mari în țările capitaliste, în comparație cu cele socialiste, datorită amortizărilor, dobînzilor intercalare și a beneficiilor exagerate).

Este interesant a remarca faptul că prin evoluția proiectării în timp, de la primul proiect a lui Höhn în 1924 pînă la ultima soluție din 1954, s-au realizat următorii indici, ameliorați succesiv:

— puterea instalată a crescut de la 105 la 185 MW;

— producția de la 800 la 1 274 GWh/an;

— investiția de la 1,9 la 2,3 miliarde Sch.;

— prețul de cost a scăzut de la 0,21 la 0,16 Sch/kWh.

In prezent se etapizează construirea de lungă perspectivă a celorlalte centrale din schema generală (fig. 2), știind că în Austria creșterea anuală a consumului de energie este de 1 miliard kWh/an. In legătură cu ultimul sector se duc tratative între Cehoslovacia și Austria pentru racordarea biefurilor ultimei centrale austriece cu prima centrală cehoslovacă. Analog se studiază de specialiștii cehoslovaci și unguri amenajarea sectorului de sus al Dunării mijlocii.

Bibliografie

1. Dr. Ing. VAS O.: Geschichte und Tatsachen der Donaukraftnutzung in Oesterreich, Schweiz. Wasser- u.Energiewirtschaft 5—6/1956.
2. Dr. KÖNIGSHOFER E.: The Ybbs-Persenbeug Plant. Water Power, iunie 1956.

Consolidarea malurilor orașului Constanța

Ing. V. Cotovu, ing. E. Botea și ing. T. Abramescu

(II)

CZ 627.5 (R)

A. LUCRARI EXECUTATE

a) Lucrări executate la malul de sud

In anul 1910 se execută o vastă lucrare de drenare longitudinală pe marginea platoului, după concepția lui Anghel Saligny, pe 1 248 m lungime de mal, între Școala navală și tunel, constituită astfel:

49 puțuri principale pînă la stînca acviferă de la cota — 6,00, avînd în medie 47 m adîncime. Intre acestea 150 puțuri puțin adînci, limitate la o galerie longitudinală pe înălțimea primului strat acvifer și care conducea apele captate atît de ea cît și de puțurile mici la puțurile principale. Atît puțurile cît și galeria erau umplute cu zidărie de piatră uscată.

Ing. Laurențiu Erbiceanu, într-un studiu asupra acestor lucrări publicat în Buletinul Societății Politehnice din februarie 1911 ,afirmă că în timpul lucrului s-a căutat ca galeria să urmărească stratul acvifer.

Atît Erbiceanu cît și Zahariade susțin că lucrările au dat parțial rezultate, desigur însă într-o măsură necorespunzătoare. Parte din lucrare fiind plasată prea aproape de marginea falezei, a accelerat surparea. Nu putem să ne dăm seamă dacă pe restul malului drenurile au avut un efect de încetinire a surpărilor, însă aceste surpări au continuat și a trebuit ca imediat să se recurgă la altă soluție.

Cauzele care au făcut ca drenajul să nu dea efectele scontate pot fi următoarele:

a) Galeria, a cărei înălțime era de 2,00 m, nu a putut prinde tot stratul acvifer care nu este bine limitat în lutul argilos în care se găsește. Parte din apă nu a fost interceptată și a continuat să curgă spre mal.

b) Zidăria uscată din piatră brută atît la galerie cît și la puțuri a fost colmatată dat fiind lipsa filtrului. Totuși, această colmatare nu a împiedicat complet funcționarea drenului, ceea ce se dovedește cu ocazia săpăturilor recente la acest mal.

c) Din cauza permeabilității foarte reduse a terenului influența de drenare a puțurilor este foarte redusă și apa se scurge între puțuri, cu toate că distanța dintre ele este mică.

d) Insuficienta putere de absorbire a stîncii de la cota — 6,00 m la care sînt coborîte puțurile și, probabil, colmatarea fisurilor stîncii.

Văzîndu-se ineficacitatea drenului s-a recurs chiar în anul următor (1911) la o altă soluție, construindu-se pe 300 m în partea de răsărit a malului masivi de rezistență din loess compactat, avînd pe spate un dren longitudinal (fig. 1).

Masivii se ridicau deasupra stratului acvifer, înlocuind pe toată înălțimea lutul argilos roșu și fiind fundați cu totul neindicat pe stratul de sub acesta, de argilă neagră, deși cu 2—3 m mai jos se puteau funda pe argila cenușie-verzuie care prezenta condiții foarte bune de fundare. Această eroare s-a putut face din cauza aspectului înșelător de rezistență ce-l prezintă acest strat, neputîndu-se excava decît cu tîrnăcopul, cum și din cauza ignorării proprietăților geotehnice ale terenurilor. Din analizele geotehnice recente, arătate în partea I a studiului de față, rezultă că acest strat prezintă cele mai proaste condiții de rezistență din întreaga stratificație.

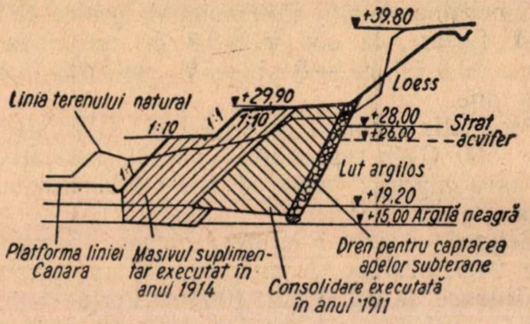


Fig. 1. Profil tip consolidat în anul 1911 și întărit în 1914

Și dimensiunile transversale ale masivului au fost insuficiente: 12 m la bază și 7 m sus, înălțimea 15 m. Taluzul spre exterior 1/1 și spre interior 2/1. Drenul de 1 m grosime. Scurgerea prin puțuri la stratul de calcar de la cota — 6,00 m.

Trebuie să subliniem vastitatea acestor lucrări, atît a drenului din 1910 pe 1 284 m lungime de mal, cît și a masivilor pe 300 m lungime în 1911. Capacitatea de execuție într-un timp atît de scurt a unor astfel de lucrări se explică prin existența pe acea vreme la Constanța a unui puternic serviciu bine organizat, care executa în regie lucrările de bază ale Portului Constanța.

Nici această lucrare nu a dat satisfacție. Pe o mare parte din malul consolidat masivul nu a rezistat și a alunecat căzînd pe spate.

In anul 1914, pentru a se consolida o porțiune de 70 m din această lucrare, s-a adăugat la vechiul masiv un contrafort de 9 m lățime fundat pe argila verzuie (fig. 1). Rezultă că proiectantul și-a dat seama de eroarea făcută de a fi fundat masivul pe argila neagră și de insuficiența secțiunii inițiale.

In anii 1931—1933 s-a refăcut din restul de masivi executați în 1911 încă 170 m cu secțiunea din 1914 (fig. 2).

Spre partea de vest a malului, spre tunel, platforma liniei Canara se ridică deasupra stratului acvifer și surpările se produceau sub platformă acoperind pe platforma portului linii ferate, placa turnantă a depoului C.F.R. etc. În această zonă s-au executat masivi pe 220 m în 1914—1915 și pe 160 m în 1926. Masivii au 16 m lățime la bază și 18 m înălțime în mediu,

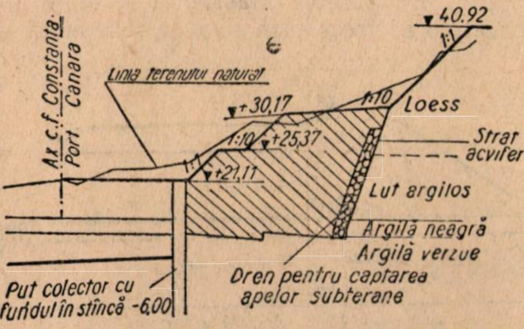

Ax c.f. Constanța
Port
Canara
Linia terenului natural
▼40.92
1:1
▼+30,17
1:10
Loess
1:10
▼+25,37
Strat
acvifer
1:1
▼+21,11
Lut argilos
Argilă neagră
Argilă verzue
Dren pentru captarea
apelor subterane
Puț colector cu
fundul în stîncă -6,00

Fig. 2. Profil tip la consolidarea sub linia Canara în anii 1924—1926

fiind fundați pe argilă cenușie-verzuie (marnă cum se considera pe acea vreme) (fig. 3).

Săpăturile pentru executarea masivilor se deschideau în lungul malului, pe două fîșii. Săpăturile se făceau cu taluze și sprijinite. In primul rînd se executa piciorul masivului pînă la o anumită înălțime. Acesta constituia reazemul, pentru susținerea săpăturilor pentru a doua fîșie.

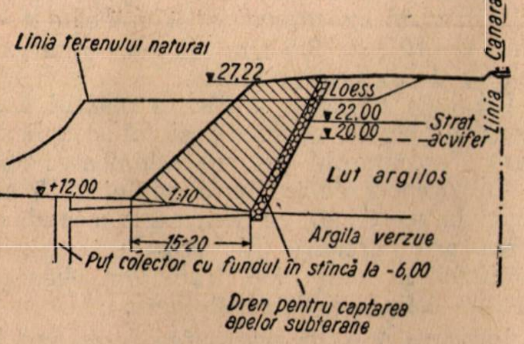

Linia terenului natural
▼27,22
Loess
▼22,00
▼20,00
Strat
acvifer
Linia
Canara
Lut argilos
▼+12,00
1:10
15-20
Argila verzue
Puț colector cu fundul în stîncă la -6,00
Dren pentru captarea
apelor subterane

Fig. 3. Profil tip aplicat în anii 1931—1933

Compactarea s-a executat manual cu maiuri de lemn, cu echipe lucrînd ritmic, după o anumită normă de treceri pe straturi de 20 cm grosime și, la nevoie, cu udare. Loessul se lua de pe platoul orașului, de pe spațiile virane, pînă la cota stabilită de planul de sistematizare al orașului, din malurile stației de petrol, sau din lungul tranșeei tunelului.

Toți masivii de loess compactat executați cu începere din 1915, pe 620 m lungime, s-au comportat cu totul satisfăcător ,ajungîndu-se prin metode empirice la o fundare și dimensionare corespunzătoare. Numai extremitatea masivului dinspre partea centrală a malului a fost antrenată pe o mică lungime de mișcările malului neconsolidat, ceea ce era inevitabil.

Ca și lucrările de drenaj executate în 1910, drenurile de pe spatele masivilor probabil că s-au colmatat în mare parte, fiind lipsite de filtru, ceea ce însă nu a compromis buna comportare a lucrărilor.

Pantele pînă la 45°, atît ale masivilor cît și ale taluzelor de peste masivi, s-au menținut foarte bine. Și plantarea acestor taluze cu sofora a reușit bine.

b) Lucrări executate la malul de nord-est

Singurele lucrări la acest mal pentru consolidare au fost acelea de diguri executate în mare în anii 1936—1940, și anume:

Un dig transversal la extremitatea de sud a plăjii orașului (plaja Modern, astăzi plaja Muncitorul), pornind de la un ieșind al malului. Lungimea digului — 450 m. Digul a fost refăcut pe 400 m în anii 1948—1949 cu un profil mai rezistent.

Digul a produs o întinsă plajă.

La 325 m de la acest dig spre nord începe un dig longitudinal de 830 m lungime plasat la adîncimi mici.

Acest dig prezintă multe deteriorări, nefiind refăcut. În multe locuri apa circulă prin golurile produse în corpul lui. Totuși, digul își îndeplinește funcțiunea împiedicînd efectul valurilor asupra piciorului taluzului.

B. LUCRARI PROIECTATE ȘI IN EXECUȚIE

a) La malul de sud

Pentru consolidarea părții centrale a malului de sud pe 250 m s-au alcătuit în anii 1954 și 1955 sarcina de proiectare și proiectul tehnic de către Institutul de proiectare de construcții hidrotehnice, în conlucrare pentru studii de teren, topografice, hidrogeologice și geotehnice, cu Institutul de studii și prospecțiuni, ambele din Ministerul Construcțiilor.

Proiectul a adoptat pentru zona în care surpările sînt de profunzime principiul masivilor de loess compactat, iar sub platforma liniei ferate și în zonele de racordare, lucrări de suprafață.

Secțiunea adoptată rezultă din fig. 4. Masivii sînt fundați la cota +12,00 m, un metru în argilă verzuie. Lățimea la bază 18 m, față de 21 m la masivii vechi alăturați. Spre deosebire de aceștia spatele masivilor și drenul longitudinal s-au prevăzut verticali, dat fiind modul de lucru propus. Drenul din zidărie de piatră brută uscată de 90 cm grosime, filtru spre mal alcătuit dintr-un strat de piatră spartă de 7—2,5 cm pe 30 cm grosime, savură 2,5—1 cm

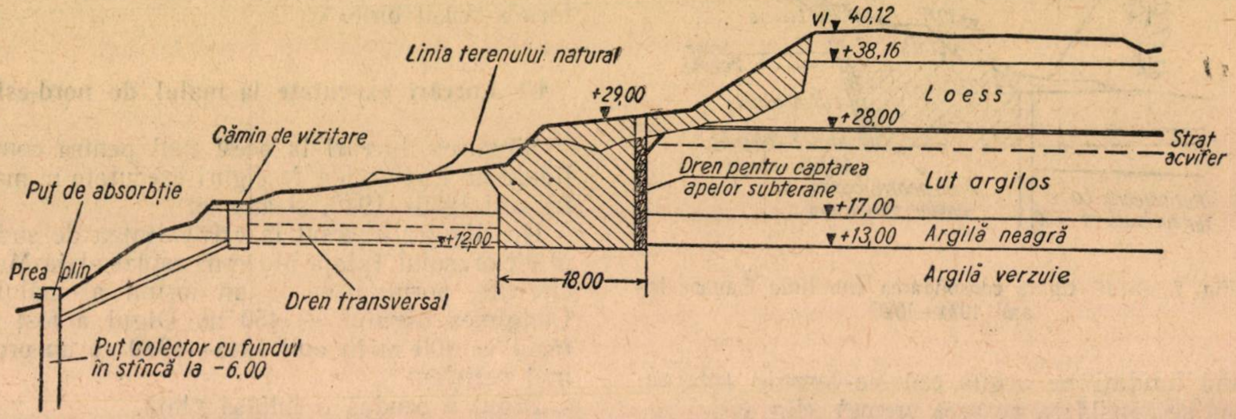


Fig. 4. Profil tip propus de I.P.C.H. în anul 1955

de 20 cm grosime și nisip 7—1,5 mm de 10 cm grosime.

S-au prevăzut puțuri de vizitare a drenului.

Execuția s-a propus a se face în tranșee normale pe mal, de 5 m lățime, cu pereți verticali cu susțineri de lemn. Compactarea urma să se facă în straturi de 20 cm prin maiuri mecanice. Umiditatea trebuia să fie cea optimă (18%) și să fie obținută în carieră, în caz de umiditate excedentară, prin timpul de expunere a fronturilor în exploatare în vederea uscării. In caz de umiditate deficitară, udarea urma să nu fie făcută în momentul compactării, ci pe șantier, într-un mic depozit, astfel încît apa să aibă timp să fie absorbită uniform în masa loessului.

Verificarea gradului de compactare urma să fie făcută prin verificarea continuă a greutății volumetrice corespunzătoare stării uscate.

Verificarea masivilor s-a făcut pentru stabilitatea la alunecarea pe suprafețe cilindrice avînd în vedere următoarele caracteristici pentru straturile de pămînt:

	φ^0	C t/m^2	γ t/m^3
Loess	20	3,5	1,85
Loess compactat	20	3,0	1,9
Lut argilos și argilă cenușie feromanganoasă	10	2,5	2,0
Argilă verzuie	15	4,0	2,0

φ = unghiul taluzului natural
c = coeziunea
γ = densitatea

Aceste caracteristici de calcul au fost determinate prin numeroase încercări făcute la malul de nord-est. La alegere s-a admis o acoperire de 75%.

Calculul a stabilit un coeficient de siguranță de 1,33, corespunzînd prescripțiunile autorilor de specialitate (Grișin, Zamarin, Creager, N. M. Maslov, Ancorod).

Coeficientul de siguranță a fost definit pentru prismul de alunecare prin raportul momentului de stabilitate față de axa de rotație, prin momentul frecărilor și al coeziunii și prin momentul greutății prismului, așa cum procedează cei mai mulți autori.

Mai just ar fi fost, așa cum fac unii autori, ca momentul greutății părții din prism ce se găsește spre poalele masivului pînă la planul vertical ce ar trece prin axa de rotație să nu se scadă din numitor, ci să se adauge la numărător reprezentînd și el un moment de stabilitate. Se obține în acest caz o valoare mai mică pentru coeficientul de siguranță, în cazul nostru rămînînd totuși foarte apropiat de 1,3.

S-a făcut și o verificare simplificată a malului natural cu caracteristici unificate $\gamma = 1,8$ t/m^3; $\varphi = 10^0$; $c = 2,5$ t/m^2 și s-a obținut coeficientul de siguranță 1,15.

Cu toate că acest proiect a obținut toate aprobările legale, el nu a fost totuși aplicat, deoarece executantul a cerut schimbarea soluției.

Cu începere de la finele anului 1955 s-a început la acest mal, cu titlu experimental, executarea unor drenuri transversale. Lucrările au continuat în anul 1956, transformîndu-se într-o lucrare definitivă de consolidare.

Lucrarea prevede executarea de drenuri transversale pe mal, prin care se evacuează apa subterană captată printr-un dren longitudinal situat la marginea falezei și executat în galerie. Consolidarea stratelor argiloase între drenurile transversale se prevede a se face prin ardere. O descriere a acestor lucrări va fi prezentată de bună seamă de autorii proiectului după ce lucrările vor fi executate.

b) Lucrări proiectate și în curs de execuție la malul de nord-est

Și pentru acest mal s-a întocmit un proiect cu masivi de lut compactat adaptat la situația locală.

În 1956 însă, s-au început la M.T.R.N.A. lucrări de consolidare în care masivii de loess compactat s-au înlocuit cu chesoane de beton armat discontinue, deschise, implîntate în stratul solid de argilă galbenă.

În același timp, la acest mal s-a deschis de Ministerul Construcțiilor un șantier experimental cu scopul de a se găsi o soluție mai ieftină decît aceea cu masivi de loess compactat sau din chesoane și mai ușor de executat. Se vor experimenta soluții cu piloți de pămînt, soluții cu ardere, cu procedee electrice, procedee de lucru prin hidromecanizare etc. Experiențele se fac sub conducerea științifică a Institutului de construcții din București.

Execuția săpăturilor sub nivelul freatic prin metoda coborîrii nivelului apei cu ajutorul filtrelor aciculare

Ing. D. Ionescu-Sisești

CZ. 624.512.612.2:626/627

Domeniul de aplicare a metodei

Posibilitățile de aplicare a metodei de coborîre a nivelului freatic sînt foarte vaste, întrucît nivele ridicate ale acestui strat se întîlnesc la aproape toate categoriile de construcții hidrotehnice și construcții civile și industriale, spre exemplu :baraje, ecluze, hidrocentrale, stații de pompare conducte, canale navigabile, cheiuri, docuri, poduri, clădiri cu subsol sau fundații adînci etc. Această metodă se folosește însă pentru un anumit domeniu de permeabilitate a terenurilor de fundație, așa cum se arată în fig. 1.

Pe abscisă sînt trecute terenurile de fundație după mărimea granulelor, iar pe ordonată se înscrie cantitatea procentuală a granulelor mai mici decît cele indicate în abscisă (spre exemplu un material de coordonate 2 mm și 40% are 40% din granule mai mici decît 2 mm)

Permeabilitatea terenurilor, care depinde în primul rînd de aceste două coordonate, a putut fi împărțită în următoarele domenii:

— pearmeabilitate foarte mică ($K < 10^{-11}$ m/s), în care intră aproape toate argilele și nisipurile fine cu un procent mare de granule sub 0,02 mm;

— permeabilitate mică ($K = 10^{-11}...10^{-9}$ m/s), în care intră argilele la care particulele de 0,01 mm nu depășesc 50% și nisipurile fine între limitele din figură;

— permeabilitate mijlocie ($K = 10^{-9}...10^{-6}$ m/s), în care intră nisipurile cu procente mari de granule 0,05—0,1 mm și nisipurile fine între limitele din figură;

— permeabilitate mare ($K = 10^{-6}...10^{-3}$ m/s), în care intră aproape majoritatea nisipurilor;

— permeabilitate foarte mare ($K > 10^{-3}$ m/s), în care intră în general pietrișurile și o parte din nisipuri (cu granule mai mari decît 0,3 mm).

Metodele de săpătură se pot clasifica după permeabilitate, astfel:

La terenurile cu permeabilitate foarte mică, se poate lucra în uscat, fără epuisment, iar la cele cu permeabilitate mică, se impun epuismente temporare, palplanșele intervenind de la caz la caz.

La terenurile cu permeabilitate mijlocie și mare, se aplică în locul metodei mai vechi cu incintă de palplanșe și epuisment continuu, metoda nouă a coborîrii nivelului freatic, fără utilizarea palplanșelor.

La terenurile cu permeabilitate foarte mare, se aplică parțial și metoda coborîrii nivelului pentru adîncimi mai mici de cît 3 m, însă în general se folosesc alte metode ca săpături în cheson, congelare etc.

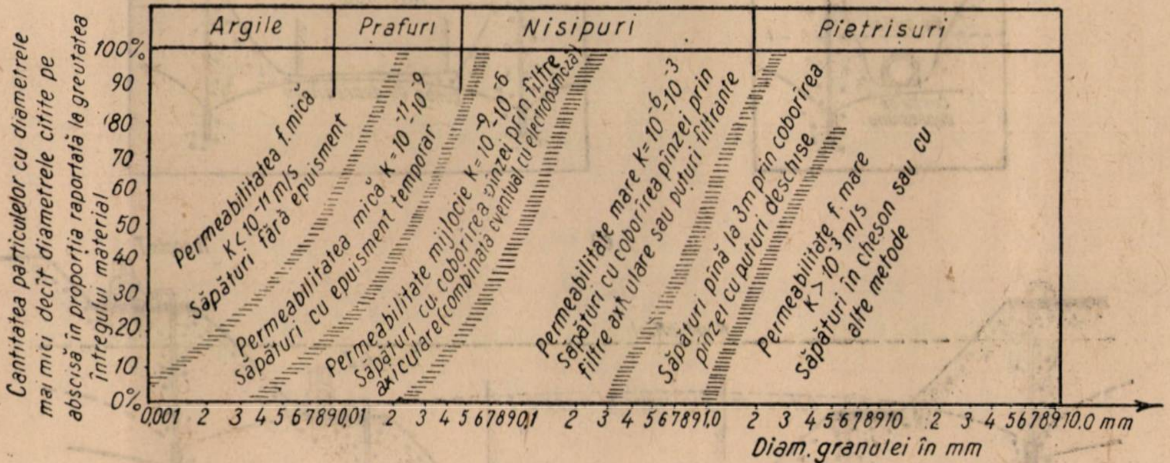


Fig. 1. Domeniile de permeabilitate cu metodele respective de săpătură.

Din fig. 1 se desprinde că metoda coborîrii nivelului freatic are un domeniu optim de aplicare, și anume în cazurile cu permeabilitate cuprinsă între $10^{-6}...10^{-3}$m/s. Aceasta se explică prin faptul că în acest domeniu se pot obține, la debite moderate, depresiuni (coborîri) maxime (v. fig. 2, curba trasată plin).

Intr-adevăr, pentru permeabilități mici depresiunile sînt reduse, iar la permeabilități mari, oricît am mări debitul de epuisment (curba trasată punctat), depresiunile rămîn reduse. In afara domeniului optim, coborîrea nivelului se poate realiza totuși cu anumite măsuri ajutătoare, și anume:

Pentru terenuri cu permeabilitate mijlocie, formate din mîluri și terenuri loessoide, care cedează greu apa, se utilizează un procedeu de electro-osmoză, constînd din introducerea în teren a unui curent electric continuu.

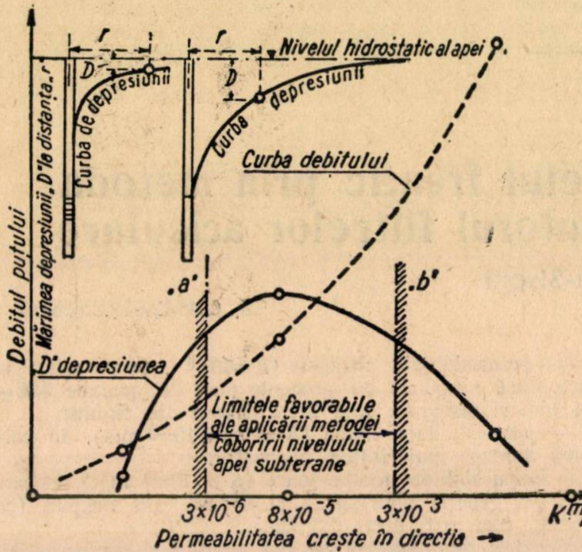


Fig. 2. Legătura între permeabilitate și depresiune.

Pentru terenuri cu permeabilitate foarte mare, unde debitele sînt importante, se utilizează puțuri deschise de diametru mare, în care se introduc pompe puternice.

Schemele de principiu de folosire a metodei coborîrii nivelului freatic depind, în primul rînd, de construcția și de adîncimea gropii de fundații sub nivelul freatic.

Cea mai simplă schemă este cea folosită în cazul șanțurilor pentru pozarea conductelor (fig. 3, *a*), în care puțurile filtrante sau filtrele aciculare sînt dispuse pe o singură parte a săpăturii.

In cazul unei incinte dreptunghiulare și pentru o depresiune mică, puțurile sau filtrele se dispun în afara conturului (fig. 3, *b*, iar în cazul unei depresiuni mari, se realizează două etape de depresionare cu două serii independente de puțuri sau filtre (fig. 3, *c*) legate fiecare la cîte o stație de pompare.

Metoda coborîrii nivelului freatic prezintă următoarele avantaje: înlocuiește lucrul în teren îmbibat cu apă, cu lucrul în uscat, mărind foarte mult productivitatea, evită antrenarea granulelor fine din masa terenului din jur, ca în cazul săpăturilor cu epuisment obișnuit, ceea ce evită riscurile grave ale stricării stabilității terenului de fundație și, în sfîrșit, produce o îndesare a terenului cu efect favorabil asupra fenomenelor de tasare.

Fenomenul cel mai grav care se evită, cel al antrenării granulelor fine de către curentul subteran, numit „sufozie", a fost cauza a numeroase accidente în istoria construcțiilor și reprezintă cauza frecventă a tuturor degradărilor de taluze la incintele de săpătură în nisipuri prin epuismente obișnuite, unde nu se iau precauții speciale. Explicația este următoarea:

In relația lui Darcy, care dă viteza de infiltrație prin medii poroase omogene:

$$V = KI,$$

în care: K este coeficientul de permeabilitate și I — gradientul hidraulic (panta hidraulică) — se vede că la valori ale gradientului hidraulic ce depășesc valorile limită admise pentru un anumit teren, se creează viteze de infiltrație critice, la care granulele fine sînt antrenate de curentul subteran. Ori, în cazul depresionărilor puternice cu mijloacele obișnuite, asemenea gradienți mari apar frecvent și deci, există pericolul antrenării granulelor fine și al creării de golmri subterane.

In cazul metodei coborîrii nivelului freatic, gradienții sînt mai mici, iar eventualele antrenări se produc în afara zonei critice, adică la cîțiva metri sub cota fundației.

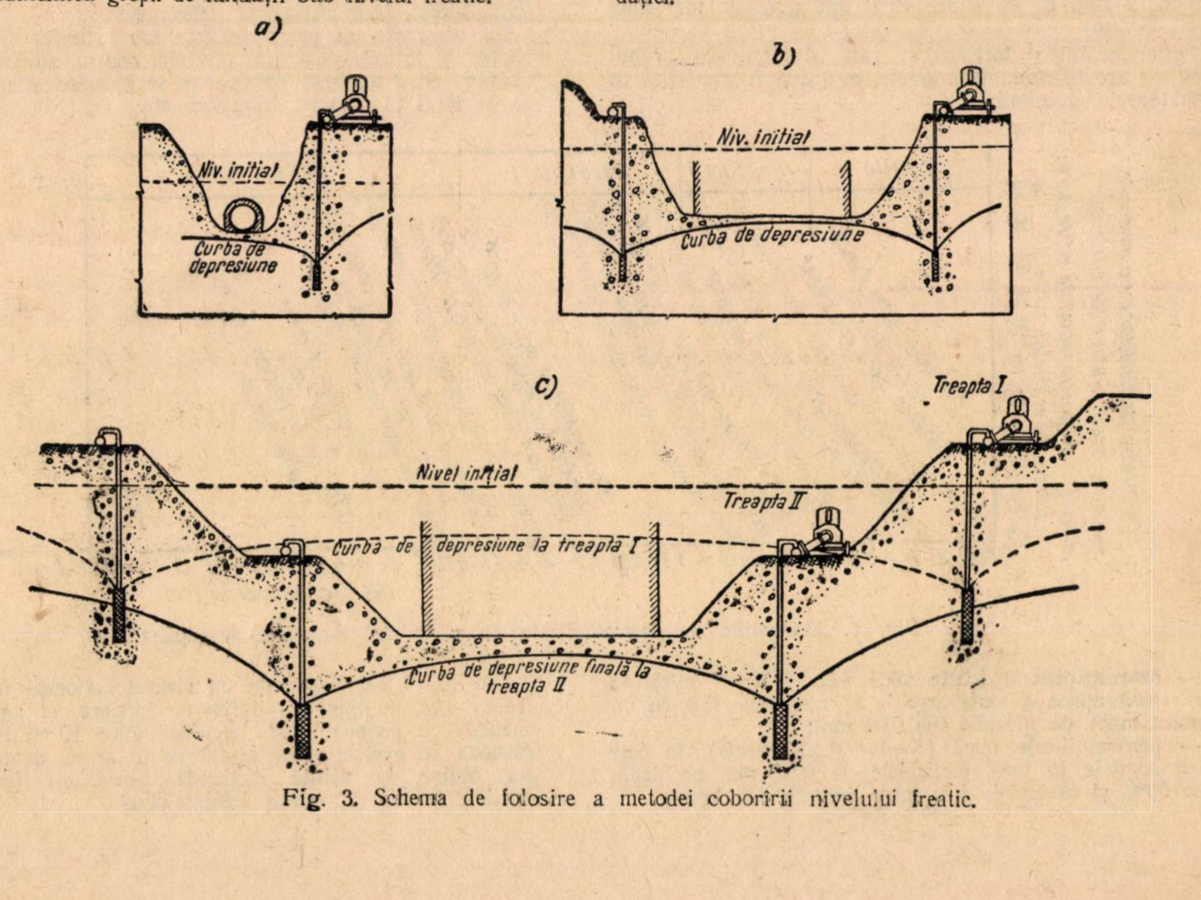


Fig. 3. Schema de folosire a metodei coborîrii nivelului freatic.

Mijloacele utilizate pentru coborîrea nivelului apei subterane

a. *Puțurile filtrante* se realizează, în general, prin introducerea unei coloane de foraj cu adîncimea de 7—20 m și Ø 300—600 mm, în interiorul căreia se amplasează o a doua coloană de 100—150 mm.

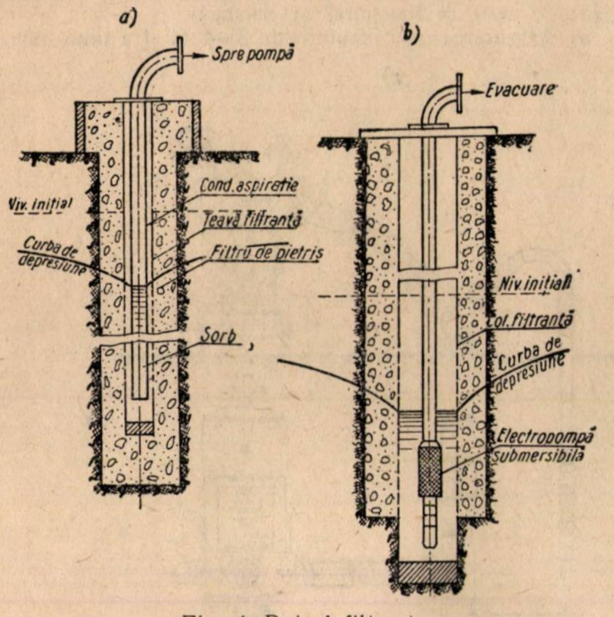


Fig. 4. Puțuri filtrante.

Coloana de foraj se extrage pe măsura introducerii unui filtru de pietriș cernut în jurul coloanei interioare, care este prevăzută cu găuri la partea inferioară.

La adîncimi mai mici decît 5—6 m ale nivelului hidrodinamic, extragerea apei se face printr-un sorb cu sau fără clapet (fig. 4, *a*), iar în cazul adîncimilor peste 5—6 m, extragerea apei se face cu o pompă cu ax vertical (scufundată sau submersibilă — fig. 4, *b*).

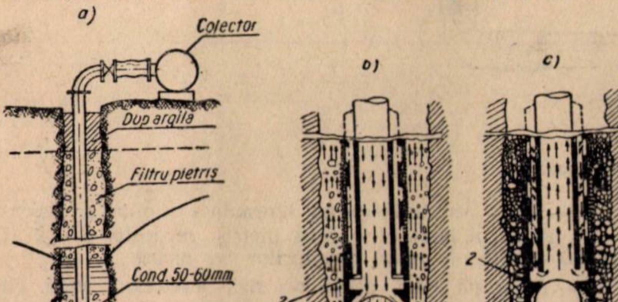


Fig. 5. Filtru acicular și schemele de lucru.

Distanța dintre puțurile filtrante este de 3—7 m, putîndu-se obține denivelări pînă la 3—4 m cu un singur etaj (în cazul pompelor introduse în puț — se pot obține denivelări mai mari).

Soluția cu puțuri filtrante a fost cea mai utilizată pînă în prezent și s-a aplicat, spre exemplu, la nodul hidraulic Timliansk, la Canalul Volga-Don, la barajul Tisalök, la docurile de la Kiel, la tunelul sub Spreea la Berlin, la ecluzele Wassermünde și Magdeburg etc.

b. *Filtrele aciculare* sînt formate dintr-o coloană de 50—60 mm (fig. 5, *a*), prevăzută la partea inferioară cu un dispozitiv filtrant pentru intrarea apei subterane și cu un sistem de clapete pentru dirijarea curentului de apă de sus în jos și de jos în sus.

Introducerea filtrului acicular în teren pînă la cota necesară se face prin jetul dat de instalația de pompare, jet care, împingînd în jos supapa sferică (1), sapă hidraulic terenul de sub vîrf și-l ridică prin spațiul exterior (fig. 5, *b*). In spațiul creat în jur, în cazul nisipurilor fine se toarnă pietriș ciuruit pînă la cota inițială a pînzei și apoi se introduce argilă pentru formarea unui dop etanș. Se racordează apoi fiecare filtru acicular la un colector legat cu instalația de pompare și se trece la faza de aspirație (fig. 5, *c*) în care, automat, supapa sferică, ridicîndu-se, închide legătura cu orificiile din vîrful filtrului.

Apa subterană trece prin filtrul de pietriș, prin site, coboară spre orificiile de la baza conductei interioare și deschide supapa inelară (2).

Detaliile constructive sînt arătate în fig. 6, *a*.

Un sistem mai simplu este cel în care lipsește supapa inelară, ceea ce face ca în timpul înfigerii, o parte din apă să iasă prin site. Acest sistem nu permite amorsarea pompelor decît cu pompă de vid (fig. 6, *b*).

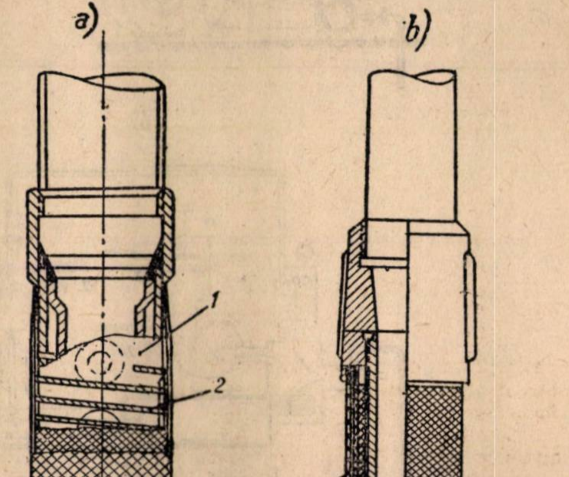


Fig. 6. Partea inferioară a filtrelor aciculare.
Soluțiile clasice:

a) 1 — țeavă cu orificii pe toată lungimea; 2 — spirală pentru sprijinirea sitei; 3 — țeava inferioară fără găuri; 4 — supapă inelară; 5 — supapă sferică; 6 — vîrf.

b) 1 — site; 2 — țeavă mică cu găuri la partea inferioară; 3 — supapă sferică; 4 — vîrf ascuțit.

Distanţa dintre filtrele aciculare se ia de 0,75—1,50 în funcţie de permeabilitate şi de mărimea depresiunii cerute, iar depresiunea posibilă cu un singur etaj este de 2,5—3,0 m.

Avantajele filtrelor aciculare faţă de puţurile filtrante sînt următoarele:

— introducerea prin jet de apă este rapidă şi evită instalaţiile de foraj obişnuite;

— au greutate mică şi se pot uşor manipula;

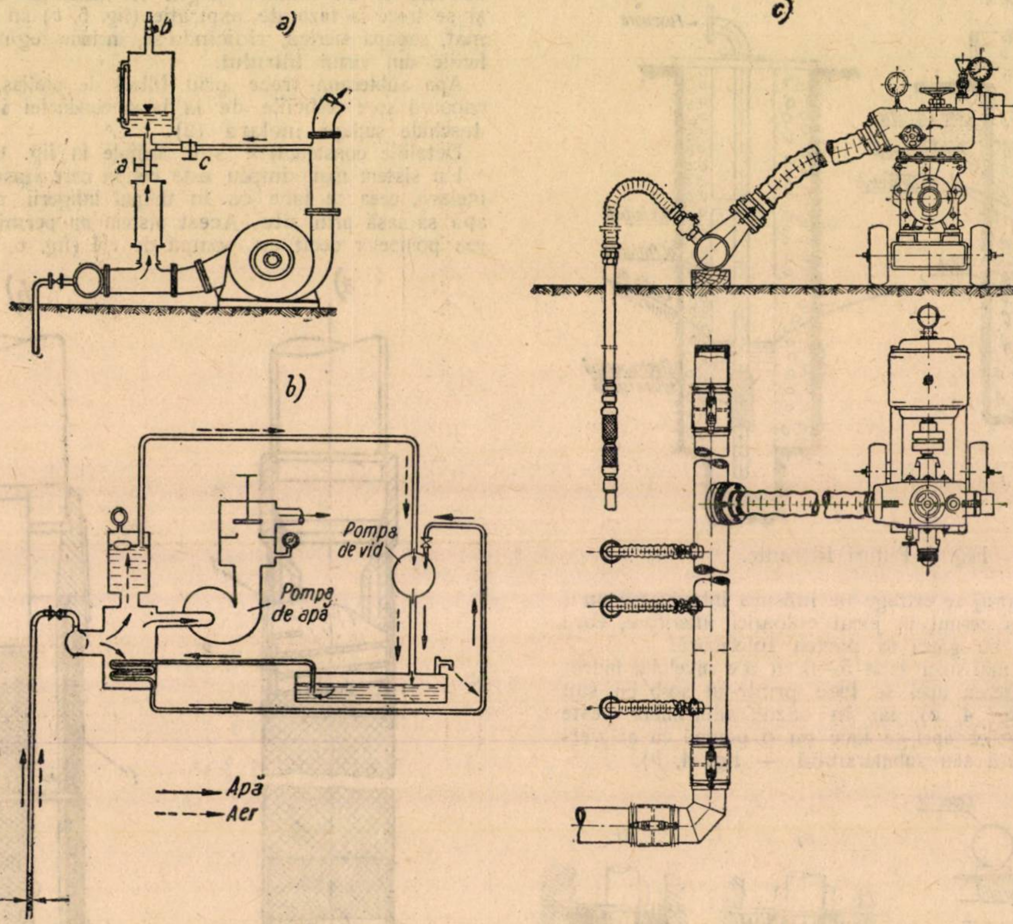


Fig. 7. Trei tipuri de instalaţii de pompare.

— sînt dispuse la distanţe mult mai mici, deci nu riscă să creeze perturbări importante prin întreruperea funcţionării unui filtru acicular, ca în cazul puţurilor filtrante, dispuse la distanţe mai mari;

— în cazul introducerii unei pompe de vid la instalaţia de pompare, se poate grăbi procesul de coborîre a pînzei, întrucît în afară de apa gravitaţională se poate extrage şi un procent important din apa captivă din porii terenului.

Soluţia cu filtre aciculare a fost aplicată pe scară largă la Timliansk, unde s-au folosit 18 000 filtre cu 188 garnituri (tip PVU) şi unde s-a aplicat şi metoda electro-osmozei. Filtrele aciculare s-au aplicat de asemenea la şantierul Volga-Don, la o ecluză în R.P.U., precum şi în S.U.A. la lucrări de canalizare, ecluze şi hidrocentrale, excavîndu-se cu această metodă volume, la cîte o singură lucrare, de 250 000—500 000 m³.

În afară de rolul lor important în metoda coborîrii pînzei freatice, filtrele aciculare pot fi utilizate şi în alte scopuri, spre exemplu, în alimentările cu apă pentru mici aşezări omeneşti, pentru determinarea rapidă a permeabilităţii straturilor etc.

c. *Instalaţiile de pompare.* Reuşita metodei de coborîre a nivelului freatic depinde, în primul rînd, de cunoaşterea cît mai exactă a caracteristicilor hidrogeologice ale terenului de fundaţie şi apoi de corecta dimensionare şi funcţionare a instalaţiilor de pompare în raport cu datele de teren şi cu scopul urmărit.

Instalaţiile de pompare necesare filtrelor aciculare, spre deosebire de alte instalaţii de pompare, trebuie să realizeze o serie de funcţiuni, şi anume:

a) Asigurarea unei presiuni de 3—4 at şi a unui debit de 6—8 l/s pentru înfigerea hidraulică a filtrelor aciculare, în cazul terenurilor fără pietriş, respectiv 8—12 at şi 10—12 l/s, în cazul terenurilor cu pietriş.

b) Aspiraţia unui debit de apă subterană egal cu suma debitelor tuturor filtrelor aciculare legate în acelaşi colector şi de la adîncimea nivelului coborît al pînzei freatice. Cum la un singur colector se leagă maximum 60—100 filtre, rezultă pentru debitele individuale de 0,5—1 l/s, un debit total de 30—100 l/s. Inălţimea de aspiraţie trebuie să fie cel mult 5—6 m, ceea ce impune totuşi, în cazul depresiunilor mari şi al pînzelor adînci, amplasarea pompelor pe platforme cît mai coborîte.

c) Asigurarea unui vid de minimum 30—40 cm col. mercur necesar în cazul terenurilor cu granulaţie fină unde efectul de vid este necesar antrenării apei captive, precum şi amorsării pompelor de apă.

d) Separarea aerului din apa aspirată şi eliminarea lui pentru a evita formarea pungilor de aer pe conducte, reducerea capacităţii de pompare şi chiar dezamorsarea pompelor.

Pentru dimensionare se consideră că apa antrenează circa 0,8—1 litri aer la fiecare metru cub de apă.

Schemele pentru instalaţiile mici pot funcţiona fără

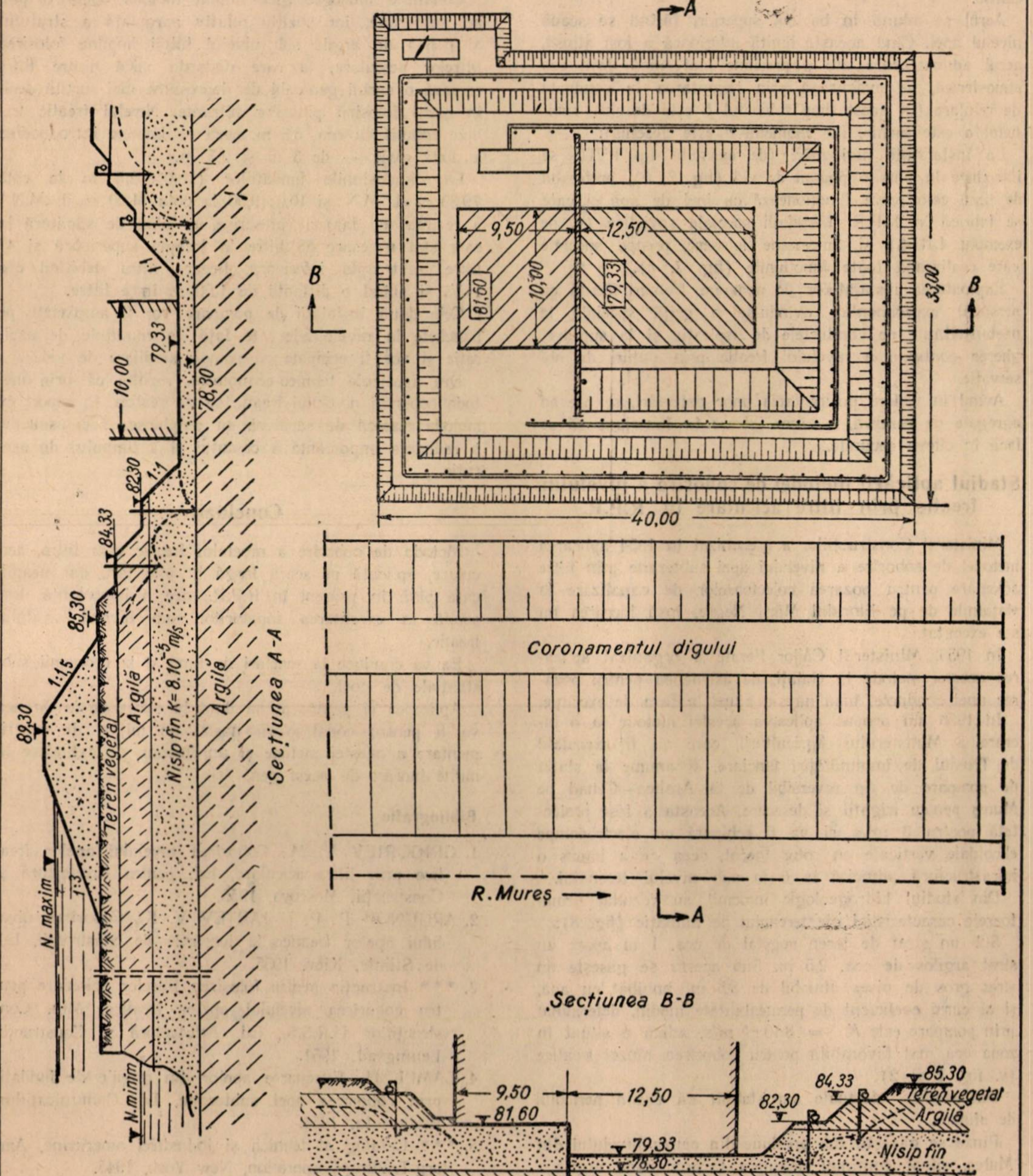

A
A
B
B
9,50
12,50
10,00
81,60
79,33
33,00
40,00
Coronamentul digului
R. Mureș
Secțiunea A-A
89,30
1:1,5
85,30
84,33
82,30
1:1
79.33
78,30
10,00
Teren vegetal
Argilă
Nisip fin k=8.10⁻⁵ m/s
Argilă
N. maxim
N. minim
1:3
Secțiunea B-B
9,50
12,50
81,60
79,33
78,30
84,33
85,30
82,30
Teren vegetal
Argilă
Nisip fin
Argilă
Argilă

Fig. 8. Modul cum va fi aplicată coborîrea nivelului freatic la stația de pompare Cenad.

pompe de vid, dar necesită, pe lîngă o pompă centrifugă cu 2—4 etaje, şi un separator de aer (fig. 7, *a*) format din două bazine metalice suprapuse, intercomunicante şi etanşe.

Aerul se adună în bazinul superior, făcînd să scadă nivelul apei. Cînd această limită inferioară a fost atinsă, aerul adunat, care are o presiune mai mică decît cea atmosferică, se evacuează prin racordarea la conducta de refulare (în acest timp robinetul *b* este deschis, robinetul *a* este închis, iar robinetul *c* este deschis).

La instalaţiile mai mari (de exemplu tip PVU) se introduce în plus o pompă de vid (fig. 7, *b*), preferabil de tipul celor care funcţionează cu inel de apă şi care se fabrică în R.P.R. Instalaţii speciale sovietice (v. de exemplu LIU-3) şi americane folosesc pompe speciale care realizează toate funcţiunile (fig. 7, *c*).

Exploatarea instalaţiilor de pompare trebuie făcută cu personal experimentat, avîndu-se o grijă specială la neetanşeităţile pe conductele de aspiraţie şi la supravegherea continuă a nivelului freatic prin puţuri de observaţie.

Avînd în vedere posibilitatea unor defectări, se prevăd agregate de rezervă, a căror intrare în funcţiune să se facă în cîteva secunde.

Stadiul aplicării metodei de coborîre a nivelului freatic prin filtre aciculare în R.P.R.

Ministerul Construcţiilor a preconizat în 1954 aplicarea metodei de coborîre a nivelului apei subterane prin filtre aciculare pentru pozarea colectoarelor de canalizare la staţiunile de pe litoralul Mării Negre, însă lucrarea nu s-a executat.

In 1955, Ministerul Căilor Ferate a organizat aplicarea acestei metode la Galaţi, de asemenea pentru pozarea unei conducte, însă nu s-a ajuns la faza de execuţie.

In 1956 am propus aplicarea acestei metode la o lucrare a Ministerului Agriculturii, care va fi executată de Trustul de îmbunătăţiri funciare, şi anume la staţia de pompare de tip reversibil de la Aranca—Cenad pe Mureş pentru irigaţii şi desecare. Aceasta a fost proiectată pentru 3 m^3/s şi va fi echipată cu electropompe elicoidale verticale cu rotor înecat, ceea ce a impus o infrastructură adîncită la 6 m sub nivelul terenului.

Din studiul hidrogeologic întocmit au rezultat următoarele caracteristici ale terenului de fundaţie (fig. 8):

Sub un strat de teren vegetal de cca. 1 m apare un strat argilos de cca. 2,5 m. Sub acesta se găseşte un strat gros de nisip afuiabil de 3,5 m, îmbibat cu apă, şi al cărui coeficient de permeabilitate mediu, determinat prin pompare este $K = 8.10^{-5}$ m/s, adică e situat în zona cea mai favorabilă pentru coborîrea pînzei freatice (v. fig. 1 şi 2).

Din studiile efectuate s-a stabilit că există pericolul de afuiere.

Pînza se găseşte sub presiune din cauza nivelului din Mureş, situat continuu deasupra tavanului de argilă.

Sub stratul de nisip s-a găsit un al doilea strat de argilă, cu grosime mare, a cărui faţă superioară se găseşte la cca 1 m sub cota tălpii de fundaţie.

Condiţiile hidrogeologice impun metoda coborîrii pînzei subterane, iar poziţia relativ apropiată a stratului al doilea de argilă sub nivelul tălpii impune folosirea filtrelor aciculare, la care distanţa mică dintre filtre creează o curbă generală de depresiune mai turtită decît în cazul folosirii puţurilor filtrante. Nivelul freatic trebuie coborît cu cca. 5,5 m, ceea ce impune introducerea a două etaje — de 3 m şi 2,5 m.

La dimensiunile fundaţiilor (10,0×12,5 m la cota 79,33 m d. M.N. şi 10,0×9,50 la cota 81,60 m d. M.N.) a rezultat cu taluzele prescrise un plan de săpătură la care sînt necesare 88 filtre la treapta superioară şi 47 filtre la treapta inferioară, fiecare filtru debitînd cca 1 l/s şi avînd o distanţă de 1,50 m între filtre.

Cele două instalaţii de pompare vor fi amplasate pe banchete la nivele adecvate faţă de condiţiile de aspiraţie şi vor fi echipate cu pompe auxiliare de vid.

Din analizele tehnico-economice, rezultă că prin metoda coborîrii nivelului freatic se va realiza, în raport cu metoda clasică de săpătură cu palplanşe şi epuismente, o reducere importantă a costului şi a timpului de execuţie.

Concluzii

Metoda de coborîre a nivelului freatic prin filtre, aciculare, aplicată pe scară largă în alte ţări, dar neaplicată pînă în prezent în R.P.R., are o importanţă deosebită în executarea săpăturilor sub nivelul stratului freatic.

Ea va conduce la scurtări de timp şi la economii substanţiale de cost.

Aplicarea ei pentru prima dată la staţia de la Aranca va fi pentru constructorii noştri un mijloc de experimentare a acestei metode şi un îndemn de extindere la multe lucrări de acest gen.

Bibliografie

1. GRIGORIEV V. M., Coborîrea nivelului apelor freatice prin filtre aciculare, Ed. pentru Arhitectură şi Construcţii, Moscova, 1955.
2. ARGUNOV P. P. şi IARTEV V. K., Coborîrea nivelului apelor freatice la lucrările de construcţii, Ed. de Ştiinţe, Kiev, 1955.
3. * * * Instrucţia pentru folosirea filtrelor aciculare pentru coborîrea nivelului apelor freatice, Min. Construcţiilor U.R.S.S., Ed. Arhitectură şi Construcţii, Leningrad, 1951.
4. LAMPL H., Evacuarea apelor din gropile de fundaţii prin coborîrea apei subterane, Ed. Comunicaţiilor, Budapesta, 1954.
5. * * * Catalog al tehnicii şi industriei americane, Amtorg-Trading-Corporation, New York, 1945.

Cu privire la determinarea distanțelor de protecție sanitară la captările de apă subterană

Conf. ing. A. Melzer

C.Z. 628.11:614.445

Prin două articole succesive [1] [2] publicate în această revistă, s-au tratat metodele de calcul al distanțelor de protecție sanitară, bazate pe principiul timpului de autoepurație a apei subterane infectată prin infiltrații de suprafață, acest timp fixîndu-se la 30 zile prin regulamentul de aplicare a H.C.M. 608/1952.

In cele două articole sus citate problema determinării întinderii zonelor de protecție sanitară în jurul captărilor de apă subterană, este tratată în mod teoretic și numai din punctul de vedere al dezvoltării matematice a problemei scurgerii apei subterane în pîlnia de depresiune formată în curentul subteran prin exploatarea sursei de apă.

Deoarece dezvoltările matematice devin extrem de complicate în cazul apei freatice, adică cu suprafața liberă, cînd pentru exprimarea formei suprafeței trebuie introdusă formula logaritmică a lui Dupuit, ambii autori dezvoltă formule pentru cazurile de straturi de apă sub presiune, aplicînd pe urmă aceste formule și la cazurile cu apă freatică, folosind o analogie care duce la o aproximație destul de bună.

Se poate rezolva totuși foarte simplu problema razei de protecție sanitară în jurul unui puț izolat în strat freatic, folosind altă formulă pentru forma suprafeței libere. După cum am arătat într-un articol anterior [3] formula Dupuit nu corespunde cu realitatea în apropierea puțului, iar experiențele foarte amănunțite efectuate în ultimul timp de exemplu de H. P. Hall arată, că forma reală a suprafeței de depresiune în jurul unui puț se poate exprima printr-o ecuație parabolică independentă de însușirile mediului acvifer, funcție numai de relațiile geometrice ale dimensiunilor scurgerii hidraulice.

Formula stabilită de Hall în mod experimental [3] și controlată cu metoda rețelelor are forma:

$$\frac{y-h}{H-h}=2{,}5\left(\frac{x-r}{R-r}\right)-1{,}5\left(\frac{x-r}{R-r}\right)^{1{,}5} \qquad (1)$$

notațiile fiind cele din fig. 1.

Din ecuația (1) rezultă pentru ordonata y expresia:

$$y=\left[2{,}5\left(\frac{x-r}{R-r}\right)-1{,}5\left(\frac{x-r}{R-r}\right)^{1.5}\right]s+h \qquad (2)$$

valoarea r fiind foarte mică față de R, expresia (2) se poate scrie:

$$y=\left[\frac{2{,}5}{R}(x-r)-\frac{1{,}5}{R^{1{,}5}}(x-r)^{1{,}5}\right]s+h. \qquad (3)$$

R este o lungime bine definită în experiențele sus citate. Ea este de fapt egală cu lungimea dispozitivului de încercare, adică cu distanța între axa puțului și rezervorul exterior care alimentează curentul de apă care trece prin nisip spre puț. Pe teren, distanța R ar corespunde la raza unui cerc cu axa puțului ca centru, astfel ca suprafața parabolică interpolată între puț și acest cerc să fie reprezentată în secțiune axială prin ecuația (1).

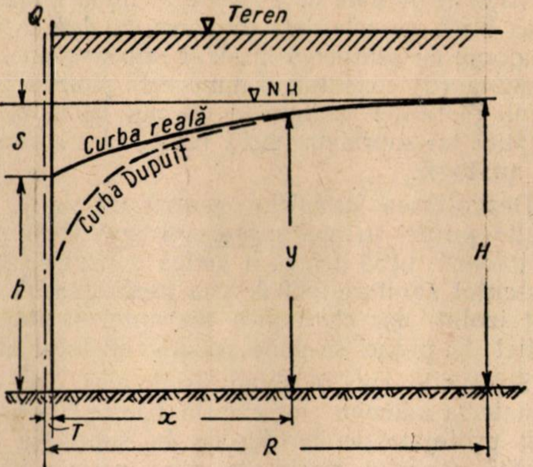


Fig. 1.

La distanță mai mare de 50 r suprafața parabolică se apropie foarte mult de cea logaritmică dată de formula Dupuit, iar eroarea comisă prin identificarea ordonatei y cu H, la distanța R este foarte mică.

Cu ipotezele de mai sus, ecuația clasică de continuitate a curentului axial-simetric spre puț în regim de exploatare se scrie:

$$v=\frac{Q}{2\pi\cdot x\cdot y\cdot p} \qquad (4)$$

în care Q este debitul și p, porozitatea efectivă.

Inlocuind y în ecuația (4) prin expresia (3) și integrînd obținem:

$$T=\frac{2\pi p}{Q}\int_r^R\left[2{,}5\frac{(x-r)}{R}-\frac{1{,}5}{R^{1{,}5}}(x-r)^{1{,}5}\right]s\,x\,dx+$$

$$+h\int_r^R x\,dx$$

și

$$T=\frac{2\pi p}{Q}\left[\frac{2{,}5\,s}{R}\,\frac{x^3}{3}-\frac{2{,}5\,sr}{R}\,\frac{x^2}{2}-\frac{1{,}5\,s}{R^{1{,}5}}\,\frac{(x-r)^{3.5}}{3{,}5}-\right.$$

$$\left.-\frac{1{,}5\,r\,s}{R^{1{,}5}}\,\frac{(x-r)^{2{,}5}}{2{,}5}+\frac{h}{2}\cdot x^2\right]_r^R$$

de unde rezultă după simplificare:

$$T=\frac{2\pi p}{Q}\left[0{,}4\cdot s\,R^2-1{,}85\cdot sr\,R+\frac{h}{2}\,R^2\right]$$

Termenul cu produsul $r \cdot R$ poate fi neglijat față de R^2, astfel încît se ajunge la formula pentru raza de protecție:

$$R = \sqrt{\frac{QT}{\pi p \cdot (0{,}8\,s + h)}} \tag{5}$$

sau pentru Q exprimat în m^3/zi și $T = 30$ zile

$$R = 3\sqrt{\frac{Q}{p\,(0{,}8\,s + h)}}. \tag{6}$$

Valorile R date de această formulă nu diferă prea mult de cele date de formula dedusă prin analogie cu scurgerea în strat sub presiune, dar formula (6) constituie o punere la punct a chestiunii distanței sanitare la un puț izolat în apă freatică cu suprafață liberă reală, fără a recurge la analogii.

Dezvoltarea formulelor pentru un șir de mai multe puțuri în apă subterană sub presiune a fost foarte utilă pentru a vedea sensul variației distanței sanitare față de cea pentru cazul unui puț izolat, dar chestiunea distanței sanitare la astfel de puțuri se pune practic cu totul altfel.

Straturile sub presiune, mai ales cînd sînt situate la adîncime apreciabilă (peste 50—60 m) sînt protejate de infecția de la suprafață prin însăși pachetul masiv de rocă practic impermeabilă care ține apa sub presiune.

Dacă printr-o bună execuție se etanșează suficient coloanele metalice ale puțului față de stratul impermeabil și mai ales coloanele telescopate între ele, atunci zona de protecție strictă în jurul fiecărui puț, poate fi restrînsă la o rază de 20—30 m și aceasta mai mult pentru a feri captarea de accesul oamenilor străini de exploatare. Se poate arăta că practic calculul după formula pentru puțuri în apă sub presiune duce la valoarea R de ordinul 40—50 m din cauza limitelor puse debitului de exploatare.

Formula pentru puțuri în apă sub presiune [1] este:

$$R = \sqrt{\frac{Q \cdot T}{\pi \cdot H_m \cdot p}}. \tag{7}$$

Practic debitul de exploatare al unui astfel de puț este limitat de viteza de intrare admisibilă pentru a preveni colmatarea filtrului.

Această viteză de intrare variază conform STAS nr. 2707/51 de la 0,5 mm/s pînă la maximum 2 mm/s după granulometria terenului acvifer.

Debitul maxim de exploatare se determină atunci cu formula:

$$Q = 2\pi r \cdot H_m \cdot v \tag{8}$$

unde r este raza exterioară a coloanei filtrante a puțului și v — viteza aparentă maximă de intrare a apei în puț prin suprafața brută a coloanei filtrante.

Inlocuind valoarea Q din (8) în formula (7) și punînd $T = 30$ zile se obține formula simplă:

$$R = 7{,}75\sqrt{\frac{r \cdot v}{p}}. \tag{9}$$

Intre v și p există însă o relație destul de strînsă prin faptul că la granulație cu multe părți fine atît v cît și p au cele mai mici valori și invers. Astfel pentru valori p între 0,15—0,20 care corespund solurilor cu nisip fin și prafuri, $v = 0{,}0005$ m/s pe cînd la valori p între 0,20—0,30 se poate lua $v = 0{,}001$—$0{,}002$ m/s.

Pe de altă parte raza puțurilor de adîncime peste 60 m, este din motive tehnologice, rare ori mai mare de 0,1 m, rămînînd de mărimea aceasta și pînă la adîncimi de 200 m.

De aici rezultă că valoarea R aplicînd pentru $r = 0{,}1$ m și pentru raportul $\frac{v}{p}$ valorile corespunzătoare $\frac{0{,}0005}{0{,}15}$ și $\frac{0{,}0015}{0{,}25}$, este practic după formula (8) de ordinul 42 pînă la 55 m.

Numai la puțuri de adîncime relativ mică (pînă la vreo 30 m) se forează un diametru pînă la 400 mm construind în cazul nisipurilor fine un filtru de pietriș care împiedică colmatarea în timpul exploatării.

In cazul acesta formula (8) dă valoarea $R = 60$ m.

Or, aceste valori sînt mult mai mici decît distanțele între puțuri la un șir de captare, mai ales la puțurile de mare adîncime și cele arteziene care se pun la distanțe minime de 200—250 m pentru a nu se influența reciproc.

Astfel raționamentele care duc la formulele pentru distanța sanitară la un șir de mai multe puțuri în straturi sub presiune, pierd valoarea practică din motivele tehnologice sus arătate.

Același lucru se poate spune despre formulele pentru puțurile în curent subteran sub presiune, deoarece la astfel de puțuri de mare adîncime nu este nevoie decît de o zonă mică de protecție independentă de timpul de parcurs al apei precum s-a explicat mai înainte.

Pentru puțuri în curent subteran freatic, dezvoltarea formulelor pentru distanța sanitară pe baza formulei (2) duce la calcule foarte complicate și la ecuații transcendente neexplicite.

S-ar putea aplica în acest caz analogia cu puțurile în strat sub presiune echivalînd însă H_m cu $(0{,}8\ s + h)$ cum rezultă din formula (6) în loc de $\frac{1}{2}\ (h + H)$ cum propun autorii articolelor sus citate.

Problema protecției sanitare a captărilor subterane nu se limitează însă numai la prevenirea infectării din punct de vedere bacteriologic. Sînt posibile alte infiltrații care provoacă o infectare chimică nocivă sănătății sau gustului și mirosului apei.

Acești agenți chimici nu se elimină prin parcurgerea unui mediu poros în timp de 30 zile.

In U.R.S.S. s-au dus ample dezbateri pe această temă după cum se poate judeca citind articolul publicat de I. A. Moghilevschi în revista Ghighiena i sanitariia nr. 1.1935. In acest articol I. A. Moghilevschi se ridică contra tendinței exprimată de cîțiva specialiști ca : M. A. Ruffel și N. F. Gulaev în două articole apărute în 1950 și 1951, de a preconiza desființarea zonelor de protecție sanitară în jurul puțurilor de captare de apă ascendentă sau arteziană sub cuvînt că, aceste captări nu constituie sursele ci numai instalații de captare, iar prescripțiile de protecție se referă la sursele de apă care la asemenea straturi sub presiune provin de la depărtări mari.

I. A. Moghilevschi consideră cu drept cuvînt această interpretare a legilor ca formală și îi opune rezultatul unor experiențe făcute timp de 25 de ani la un grup de puțuri arteziene de 70—90 m adîncime amplasate în mijlocul cîmpurilor de infiltrație a apelor uzate din regiunea Moscova.

La aceste puțuri, apa subterană de adîncime sub presiune, este protejată de un strat de argilă de 8—12 m grosime. Un astfel de strat protector este considerat în general de specialiști ca suficient pentru a împiedica cu desăvîrșire o comunicare între stratul de suprafață (apa freatică) și apa ascendentă de adîncime. Totuși după cercetările citate de autori în 25 de ani calitățile apei de adîncime s-au înrăutățit considerabil sub influența infiltrațiilor de la suprafață a apelor uzate răspîndite pe cîmpurile de irigație din regiunea Moscovei.

Se arată că în decurs de 25 de ani conținutul în cloruri s-a mărit de 11 ori, cantitatea de sulfați de 12 ori iar reziduul fix aproape de 3 ori. Numai calitățile bacteriologice nu s-au schimbat, deoarece pe calea lungă și la viteza de infiltrație extrem de mică (0,000086 m în 24 ore) germenii dispar.

Aceleași fenomene s-au constatat și la o fabrică de produse farmaceutice unde apa puțurilor forate într-un strat de apă la 60—100 m adîncime, acoperit cu 10—13 m argilă compactă, și-a schimbat calitatea în mod considerabil prin infiltrație de la suprafață a apelor uzate provenită din fabrică.

Autorul articolului sus citat ajunge la concluzia că denumirea de roci impermeabile este improprie și poate duce la grave erori în aprecierea zonelor de protecție sanitară.

Mai departe se citează rezultatele unor observații experimentale efectuate de A. A. Chirpicinicov, referitor la distanțele la care ajung în sens orizontal impuritățile duse de curentul de apă subterană freatică. După aceste observații, impuritățile provenite de la haznale, parcurg în stare de virulență, distanțe orizontale de 24—70 m după indicatorii biologici și la 105—124 m după indicatorii chimici.

După cum se vede, influența indicilor chimici, adică a înrăutățirii calității apei prin agenți chimici care provin de la focare de infecție, poate să se întindă asupra unor distanțe mari și să se schimbe în timp atît în ce privește intensitatea cît și felul combinațiilor chimice care se formează în terenul străbătut.

Interesant este cazul unor impurificări intense a apei subterane prin scurgerea de benzină de la un depozit la Wesel în Germania descris amănunțit în revista Gesundheitsingenieur, 1953. Stratul de apă subterană din regiunea depozitului de benzină este situat la 10—15 m adîncime și este un strat freatic cu o permeabilitate destul de mică, avînd o viteză de cca 0,3 m pe zi. Impurificarea stratului de apă s-a observat în aval de depozitul de benzină în direcția scurgerii curentului subteran pe întinderea unui con de împrăștiere de cca 700 m lungime și 400 m lățime. După 3—4 ani benzina a dispărut prin oxidare.

Prin infiltrația benzinei, gustul apei din puțuri de alimentare situate la 300—400 m în aval de punctul de infiltrație, a devenit inacceptabil ; materii organice de la 3 mg/l înainte au crescut pînă la 97 mg/l.

Se relatează și alte cazuri analoge, la care impuritățile chimice s-au împrăștiat la distanțe și mai mari. Se pare că materiile organice se oxidează totuși în subsol după cîțiva ani.

Examinînd problema protecției sanitare a captărilor de apă potabilă în lumina experiențelor de pînă acum și a cazurilor arătate mai sus putem trage concluzia că pe lîngă zona I care ar fi zona de protecție bacteriană dimensionată pe baza timpului de scurgere de 30 zile, trebuie prevăzută o zonă exterioară în amonte în care să nu fie posibilă impurificarea chimică prin scurgeri nocive de fabrici, depozite de benzină, ulei, minereuri etc.

Bibliografie

1. CIOC D.: Calculul distanțelor de protecție sanitară la captări prin puțuri, Hidrotehnica nr. 1, 1956.
2. TROFIN P.: Calculul distanțelor de protecție sanitară la captările cu puțuri, alimentate prin infiltrație din rîu, Hidrotehnica nr. 2, 1956.
3. HALL H. P., An investigation of steady flow toward a gravity well, La Houille Blanche, 1. 1955.

Despre calculul economic al rețelelor de distribuție inelare la alimentări cu apă

Ing. S. Hîncu

CZ 628.152

Necesitatea calculului economic pentru dimensionarea rețelelor de distribuție la alimentări cu apă este impusă de faptul că în majoritatea cazurilor costul construcției și exploatării rețelei ajunge pînă la 60—80% din costul sistemului de alimentare cu apă luat în întregime.

Metoda vitezei medii „economice", ce se utilizează astăzi în institutele de proiectare la dimensionarea rețelelor, nu poate să ia în considerație diversitatea factorilor economici, care intră, atît în cheltuielile de construcție, cît și în cheltuielile de exploatare a sistemului de alimentare cu apă.

In Uniunea Sovietică problema determinării diametrelor economice la rețelele de distribuție a fost rezolvată exact în lucrările lui L. F. Moșnin și M. V. Kirsanov.

Principiile calculului economic al conductelor de aducție a apei și al rețelelor de alimentare cu apă se găsesc expuse în cartea „Alimentări cu apă" de N. N. Gheniev, N. N. Abramov și V. I. Pavlov.

Datorită complicațiilor mari ce apar în folosirea metodelor exacte, se utilizează forme simplificate de calcul tehnico-economic al rețelelor. De cele mai multe ori se presupune că fiecare linie lucrează independent în rețea și diametrele tronsoanelor ce o compun se determină, cu ajutorul formulei:

$$D_i = E^{\frac{1}{\alpha+m}} \cdot Q_i^{\frac{3}{\alpha+m}} \tag{1}$$

în care:

E este factorul economic;
Q_i — debitul de calcul pe conducta respectivă;
α — exponentul diametrului D în expresia binomă a costului de construcție al conductei ($S = a + b\,D^{\alpha}$);
m — exponentul diametrului D în expresia pierderii de sarcină $h = K\frac{Q^2 l}{D^m}$.

In cele ce urmează ne vom opri asupra unui caz de rezolvare explicită a ecuațiilor lui Kirsanov și vom indica posibilitatea înlocuirii calculului exact cu o metodă aproximativă pentru unele tipuri de rețele inelare de distribuție.

Considerăm cazul general, cînd apa este trimisă în rețea cu ajutorul pompelor, a căror înălțime H de ridicare a apei se cere să o determinăm (fig. 1).

La o anumită repartiție de debite în rețea, hidraulic, va trebui să fie satisfăcute următoarele ecuații:

$\Sigma\, Q = 0$ în toate nodurile; (2)
$\Sigma\, il = 0$ în fiecare inel; (3)
$\pi_a - \Sigma il - \pi_b = 0$ de-a lungul rețelei pe una din linii între nodurile de capăt; (4)

π_a și π_b înălțimile piezometrice în nodurile de capăt ale rețelei.

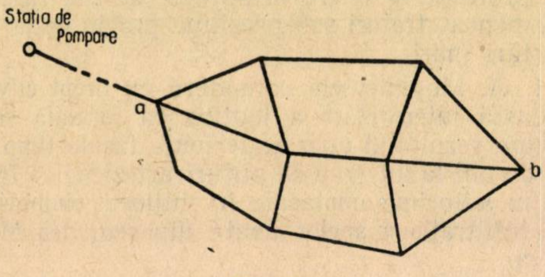


Fig. 1.

Conform principiilor formulate în literatura de specialitate [1]; [2], problema determinării diametrelor economice în cazul general se reduce la găsirea valorii minime a cheltuielilor de construcție și de exploatare a liniilor și a stației de pompare în tot timpul funcționării lor, adică la găsirea minimului funcției:

$$W = 0{,}01\left[(\beta + p)\sum_{rețea}\left(a + b\,D_i^{\alpha}\right) li + {} + \gamma\,P\left(H_0 + \sum_{dir} i_i\,l_i\right) Q\right] \tag{5}$$

respectînd condițiile (3) și (4) [condițiile (2) se respectă prin felul cum ne repartizăm debitele].

Notațiile sînt aceleași cu cele folosite în (1):

$0{,}01\,(\beta + p)\sum_{rețea}\left(a + b\,D_i^{\alpha}\right) l_i$ — cheltuielile de construcție, de amortizare și reparații capitale ale rețelei, reportate la un an din timpul de recuperare a investițiilor — t • — $\beta = \frac{100}{t}$;

p — cotele de reparare capitală în $^0/_0$;
P — cheltuielile anuale de ridicare a 1 m^3/s apă la înălțimea de 1 m și care depinde de diametrul conductelor;
H_0 — presiunea de serviciu plus diferența de cotă între punctele de început și de capăt al rețelei;
$\sum_{dir} i_i\,l_i$ — pierderile de sarcină între punctele de început și de capăt ale rețelei — luate pe una din direcțiile de curgere a apei;
Q — debitul total;
γ — coeficient care ține seamă de funcționarea neuniformă a pompelor.

Cu alte cuvinte va trebui să găsim minimul funcției:

$$\Gamma = \xi \sum_{re\c{t}ea} \left(a + b\, K^{\frac{\alpha}{m}}\, Q_i^{\frac{2\alpha}{m}}\, i_i^{-\frac{\alpha}{m}}\right) l_i +$$

$$+ \gamma P_1 Q \left(H_0 + \sum_{dir} i_i l_i\right) + \sum_{inele} \lambda_j \sum_{j} i_i l_i +$$

în care: $$+ \lambda_0 \left(\pi_a - \Sigma\, i_i l_i - \pi_b\right) \qquad (6)$$

j este indicele inelului;
λ_j, λ_0 — multiplicatorii lui Lagrange;

$\xi = 0{,}01\,(\beta + p)$; $D_i^{\alpha} = K^{\frac{\alpha}{m}}\, Q_i^{\frac{2\alpha}{m}}\, i_i^{-\frac{\alpha}{m}}$; $P_1 = 0{,}01\, P$

Relațiile condiției de minimum:

$$\frac{\partial \Gamma}{\partial i_i} = 0 \quad (i = 1, 2 \ldots, n) \qquad (7)$$

după excluderea tuturor λ_j, se reduc la următoarele ecuații:

$$\Sigma\, Q_i^{\frac{2\alpha}{m}}\, i_i^{\frac{-\alpha-m}{m}} = 0 \quad \text{pentru nodurile nealimentate} \qquad (8)$$

$$\Sigma\, Q_i^{\frac{2\alpha}{m}}\, i_i^{\frac{-\alpha-m}{m}} = \frac{m P_1 Q}{\xi\, b\, \alpha\, K^{\frac{\alpha}{m}}} \quad \text{pentru nodurile alimentate} \qquad (9)$$

care împreună cu (3) și (4) formează sistemul de ecuații, prin rezolvarea căruia se pot găsi diametrele economice ale rețelei și înălțimea de ridicare a apei.

În cazul rețelei ce funcționează prin gravitație, va trebui să găsim minim-ul funcției:

$$\Gamma = \xi \sum_{re\c{t}ea} \left(a + b\, K^{\frac{\alpha}{m}}\, Q_i^{\frac{2\alpha}{m}}\, i_i^{-\frac{\alpha}{m}}\right) l_i +$$

$$+ \sum_{inele} \lambda_j \sum_{j} i_i l_i + \lambda_0 \left(H - \sum_{dir} i_i l_i\right) \qquad (6')$$

unde H este presiunea disponibilă a pierderilor de sarcină, în m.

Din condițiile de minimum:

$$\frac{\partial \Gamma}{\partial i_i} = 0$$

sau:

$$\Sigma\, Q_i^{\frac{2\alpha}{m}}\, i_i^{\frac{-\alpha-m}{m}} = \quad \text{pentru toate nodurile} \qquad (10)$$

și din relațiile:

$$\Sigma\, i_i l_i = 0 \quad \text{pentru orice inel} \qquad (11)$$

$$\Sigma\, i_i l_i = H \quad \text{de-a lungul rețelei între nodurile de început și de capăt,} \qquad (12)$$

putem determina diametrele economice.

Rezolvarea ecuațiilor (8), (9), (3) și (4) sau (10), (11) și (12) în cazul general poate fi obținută numai prin metoda încercărilor succesive, metodă foarte greoaie și care devine practic inutilizabilă în cazul rețelelor cu un număr mare de inele.

De obicei, pentru dimensionarea unei rețele inelare se calculează numai rețeaua de artere și de conducte principale (Clasificația este cea folosită în [3]).

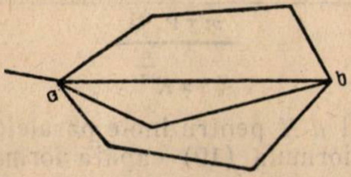


Fig. 2.

Un caz aparte îl formează rețelele cu inele paralele (fig. 2).

Să rezolvăm ecuațiile lui Kirsanov pentru acest fel de rețele. Mai întîi să ne ocupăm de cazul unui singur inel cu mai multe tronsoane funcționînd prin pompare (fig. 3).

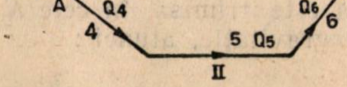


Fig. 3

După repartiția debitelor de calcul Q_i pe tronsoane, ecuațiile economice ale lui Kirsanov capătă forma:

$$Q_1^{\frac{2\alpha}{m}}\, i_1^{\frac{-\alpha-m}{m}} + Q_4^{\frac{2\alpha}{m}}\, i_4^{\frac{-\alpha-m}{m}} = \frac{m \gamma P_1 Q}{\xi\, b\, \alpha\, K^{\frac{\alpha}{m}}} \qquad (13)$$

$$\frac{Q_1^{\frac{2\alpha}{m+\alpha}}}{i_1} = \frac{Q_2^{\frac{2\alpha}{m+\alpha}}}{i_2} = \frac{Q_3^{\frac{2\alpha}{m+\alpha}}}{i_3} \qquad (14)$$

$$\frac{Q_4^{\frac{2\alpha}{m+\alpha}}}{i_4} = \frac{Q_5^{\frac{2\alpha}{m+\alpha}}}{i_5} = \frac{Q_6^{\frac{2\alpha}{m+\alpha}}}{i_6} \qquad (15)$$

Ecuațiile de echilibru hidraulic:

$$i_1 l_1 + i_2 l_2 + i_3 l_3 - i_4 l_4 - i_5 l_5 - i_6 l_6 = 0 \qquad (16)$$

$$\pi_A - i_1 l_1 - i_2 l_2 - i_3 l_3 - \pi_B = 0 \qquad (17)$$

Din (14), (15) și (16) deducem:

$$i_1 \frac{\sum\limits_{\mathrm{I}} l_i\, Q_i^{\frac{2\alpha}{m+\alpha}}}{Q_i^{\frac{2\alpha}{m+\alpha}}} = i_4 \frac{\sum\limits_{\mathrm{II}} l_i\, Q_i^{\frac{2\alpha}{m+\alpha}}}{Q_4^{\frac{2\alpha}{m+\alpha}}} \qquad (18)$$

unde indicii *I* şi *II* arată că însumarea se face respectiv pe arterele *I* şi *II*.

Rezolvînd (13) şi (18) împreună, obţinem:

$$i_1 = Q_1^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}} \frac{1}{\sum\limits_{\mathrm{I}} l_i Q_i^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}} \cdot$$

$$\cdot \left[\frac{\left(\sum\limits_{\mathrm{I}} l_i Q_i^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}\right)^{\frac{\alpha+m}{m}} + \left(\sum\limits_{\mathrm{II}} l_i Q_i^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}\right)^{\frac{\alpha+m}{m}}}{\dfrac{m\gamma P_1 Q}{\xi b \alpha K^{\frac{\alpha}{m}}}} \right]^{\frac{m}{\alpha+m}} \tag{19}$$

In cazul *a N* pentru inele paralele se poate arăta că formula (19) capătă forma:

$$i_{ji} = \left[\frac{\sum\limits_{j=I}^{N} \left(\sum\limits_{i=1}^{Kj} l_i Q_i^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}\right)^{\frac{\alpha+m}{m}}}{\dfrac{m\gamma P_2 Q}{\xi b \alpha K^{\frac{\alpha}{m}}}} \right]^{\frac{m}{\alpha+m}} \frac{Q_{ji}^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}}{\sum\limits_{i=1}^{K_j} l_i Q_i^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}} \tag{20}$$

unde: i_{ji} este panta piezometrică a tronsonului *i* de pe artera *j*;

K_j — numărul de tronsoane de pe artera *j*.

Dacă apa este trimisă în cele *N* inele paralele prin gravitaţie, atunci:

$$i_{ji} = \frac{H}{\sum\limits_{i=1}^{Kj} l_i Q_i^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}} Q_{ji}^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}} \cdot$$

O deosebire esenţială a formulei (20) faţă de (21) constă în faptul că la funcţionarea prin pompare asupra mărimii diametrului economic influenţează numărul arterelor din reţea, adică factorul:

$$\left[\sum_{j=1}^{N} \left(\sum_{1=i}^{Kj} l_i\, Q_i^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}} \right)^{\frac{\alpha+m}{m}} \right]^{\frac{m}{\alpha+m}},$$

pe cînd la funcţionarea prin gravitaţie acest factor n-are importanţă, arterele se comportă ca şi cum ar fi izolate.

Formulele (20) şi (21) se pot particulariza la cazul unei linii izolate (conductă de aducţie, conductă de refulare etc).

In primul caz — funcţionare prin pompare:

$$i_i = \frac{Q_i^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}}{\left[\dfrac{m\gamma P_1 Q}{\xi b \alpha K^{\frac{\alpha}{m}}}\right]^{\frac{m}{m+\alpha}}}, \tag{22}$$

sau folosind relaţia:

$$i_i = \frac{K Q_i^2}{D_i^m}$$

$$D_i = \left[\frac{m\gamma P_1 Q}{\xi b \alpha K}\right]^{\frac{1}{m+\alpha}} Q_i^{\frac{2}{m+\alpha}} \cdot \tag{23}$$

Dacă $Q = Q_i$, se obţine formula (1), care după cum s-a arătat, se foloseşte în primă aproximaţie pentru determinarea diametrelor economice în reţea. Factorul economic notat cu *E* are expresia:

$$E = \frac{m\gamma P_1}{\xi b \alpha K} \cdot$$

In al doilea caz — funcţionare prin gravitaţie:

$$D_i = K^{\frac{1}{m}} H^{-\frac{1}{m}} \left(\sum_{i=1}^{n} l_i\, Q_i^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}\right)^{\frac{1}{m}} \cdot Q_i^{\frac{2}{m+\alpha}}. \tag{24}$$

Formulele (20), (21), (22) permit să facem cîteva consideraţii asupra mărimilor cu care operăm în proiectarea reţelelor analizate:

— Pantele piezometrice scad de-a lungul liniei o dată cu debitele de calcul, iar curba piezometrică are partea convexă îndreptată în jos.

— Dacă exprimăm viteza medie economică funcţie de pantă şi debit:

$$v_i = \frac{4}{\pi} \cdot K^{-\frac{1}{m}} \cdot Q^{\frac{m-4}{m}} \cdot i^{\frac{2}{m}} \tag{25}$$

deducem că viteza medie economică depinde atît de numărul tronsoanelor al fiecărei linii, cît şi de numărul liniilor în reţea — la funcţionarea prin pompare.

— Avînd în vedere dependenţa funcţională dintre pantă şi debit, din expresia (25) rezultă că vitezele medii economice sînt mai mari la începutul reţelei şi mai mici la capăt.

In practică întîlnim reţele la care conductele principale transportă un debit foarte mic în perioada unei funcţionări normale. Diametrul economic al conductelor principale determinat cu ajutorul debitului de calcul de funcţionare normală este sub limitele recomandate în literatura de specialitate şi de aceea el se ia ţinînd seamă şi de debitul pe care eventual trebuie să-l transporte în caz de avarie sau incendiu.

In aceste cazuri reţeaua se poate aproxima ca fiind cu inele paralele şi pentru determinarea diametrelor economice se poate utiliza formula (20) sau (21).

Drept exemplu dăm calculul reţelei din fig. 4 care funcţionează prin pompare.

Debitele sînt date în m³/s, iar lungimile în m. Săgeţile indică sensul de curgere al apei.

S-a luat:

$$P_i = \frac{9{,}81 \times 24 \times 365 \times 6}{\eta} = \frac{9{,}81 \times 24 \times 365 \times 0{,}30}{0{,}75} = 3\,440 \text{ lei};$$

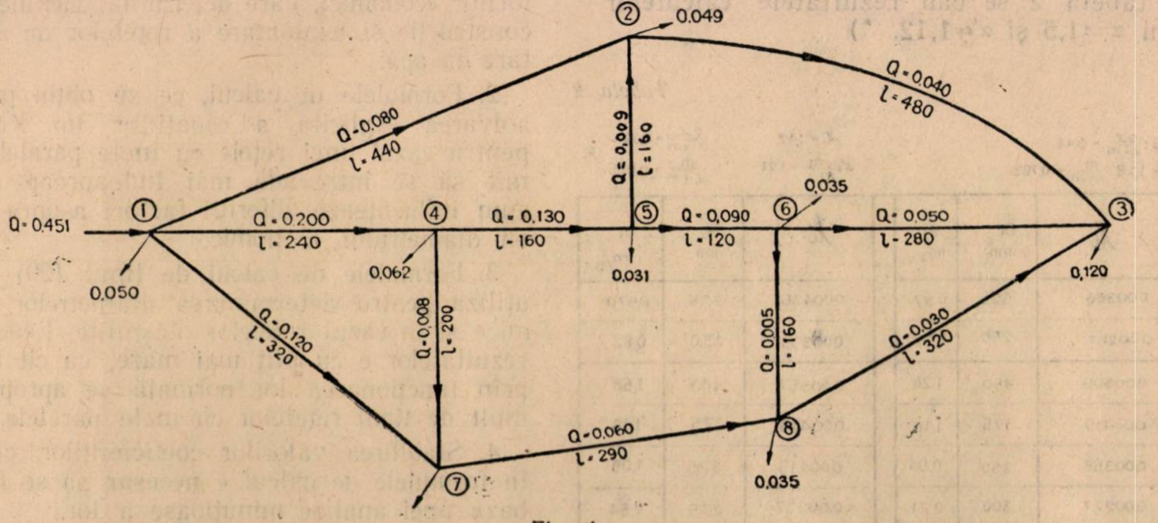


Fig. 4.

$\sigma = 0{,}30$ lei kW/h — prețul energiei electrice

$\eta = 0{,}75$ — randamentul global (pompe și electromotoare)

$\gamma = 0{,}85$; $m = 5{,}33$; $\beta = \frac{100}{t}$; $t = 40$ m; $\beta + p = 3{,}3\%$

$\xi = 0{,}01\,(\beta + p) = 0{,}083$; $b = 1\,000$; $K = 0{,}00148$

Pentru $\alpha = 1{,}8$

$$\left(\frac{m\,\gamma\,P_1\,Q}{\xi\,b\,\alpha\,K^{\frac{\alpha}{m}}}\right)^{\frac{m}{m+\alpha}} = 186 .$$

Mersul și rezultatele calculelor sînt date în tabela 1.

Alegerea diametrului apropiat după sortiment s-a făcut cu ajutorul diagramei reprezentate în fig. 129 din [3].

În coloana 9 tăblița 1 sînt date vitezele medii economice corespunzătoare. Calculul arată că vitezele medii economice nu respectă limitele indicate în literatură.

Stabilirea valorilor coeficienților care intră în formula de calcul se face în urma unei analize minuțioase a lor. De exemplu coeficienții formulei $S = a + b\,D^{\alpha}$ se determină cu ajutorul metodei celor mai mici pătrate [2].

Se cunosc prețurile de construcție S_k pentru diverse diametre D_k.

Se trasează o curbă prin toate aceste puncte. Prin extrapolare $D = 0$ se obține valoarea a. Apoi se scrie:

$$\log\left(S_k - a\right) = \log b - \alpha \log D_k .$$

Din condițiile de minimum ale expresiei

$$F = \sum_{K=1}^{n} \left[\log b + \alpha \log D_k - \log\left(S_k - a\right)\right]^2$$

$$\frac{\partial F}{\partial \log b} = 0 ; \qquad \frac{\partial F}{\partial \alpha} = 0 ;$$

Tabela 1

$\alpha = 1{,}8 ; \frac{2\alpha}{\alpha+m} = 0505 , \frac{\alpha+m}{m} = 1{,}333 = \frac{4}{3} ; \frac{m}{\alpha+m} = \frac{3}{4}$

Tronsonul	l_i m	Q_i m³/sec	$Q_i^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}$	$l_i Q_i^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}$	$\frac{Q_i^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}}{\sum_1^{k_j} l_i Q_i^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}}$	i_i	D_i mm	V_i m/sec
1	2	3	4	5	6	7	8	9
			ARTERA I					
1-2	440	0,080	0,283	124	0,001285	0,00372	325	0,970
2-3	480	0.040	0.200	96	0.000910	0,00263	275	0,675
				$\sum_{I} = 220$				
			ARTERA II					
1-4	240	0.200	0,446	107	0,00170	0,00492	450	1,26
4-5	160	0.130	0,360	58	0,00137	0,00396	400	1 04
5-6	120	0.090	0.300	36	0,00114	0,00330	350	0,94
6-3	280	0.050	0.223	62	0,00085	0,00246	300	0,71
				$\sum_{II} = 263$				
			ARTERA III					
1-7	320	0.120	0,345	110	0,00146	0,00422	375	1,09
7-8	290	0,060	0,245	71	0,00104	0,00301	300	0,84
8-3	320	0,030	0,173	55	0,00073	0,00211	250	0,61
				$\sum_{III} = 236$				

$220^{4/3} + 263^{4/3} + 236^{4/3} = 4445 , \quad 4445^{3/4} = 538$

$\frac{538}{186} = 2{,}89$

se obține:

$$\log b = \frac{\sum_1^n \log(S_k - a) \sum_1^n (\log D_k)^2 - \sum_1^n \log D_k \cdot \log(S_k - a) \sum_1^n \log D_k}{n \sum_1^n (\log D_k)^2 - \left(\sum_1^n \log D_k\right)^2}$$

$$\alpha = \frac{n \sum_1^n \log D_k \cdot \log\left(S_k - a\right) - \sum_1^n \log D_k \cdot \sum_1^n \log\left(S_k - a\right)}{n \sum_1^n (\log D_k)^2 - \left(\sum_1^n \log D_k\right)^z}$$

în care n este numărul diametrelor D_k analizate.

In tabela 2 se dau rezultatele calculelor pentru $\alpha=1,5$ și $\alpha=1,12$. *)

Tabela 2

$\alpha=1.5$; $\frac{2\alpha}{\alpha+m}=0.44$ $\frac{\alpha+m}{m}=1,28$ $\frac{m}{\alpha+m}=0,782$

$\alpha=1,12$ $\frac{\alpha+m}{m}=1,21$ $\frac{2\alpha}{\alpha+m}=0,36$ și $\frac{m}{\alpha+m}=0,825$

Tronsonul	λ_i	D_i mm	v_i m/s	λ_i	D_i mm	v_i m/s
1-2	0,00388	325	0.97	0,00435	325	0,970
2-3	0,00287	250	0,82	0,00339	250	0.82
1-4	0,00509	450	1,26	0,00557	400	1,58
4-5	0,00419	375	1,18	0,00475	375	1,18
5-6	0,00358	350	0,94	0,00415	325	1,09
6-3	0,00277	300	0 71	0,00337	275	0,84
1-7	0,00432	375	1,09	0,00480	350	1,25
7-8	0,00321	300	084	0,00376	300	0,84
8-3	0,00242	250	0,61	0,00293	250	0,61

Se observă o influență apreciabilă a lui α asupra lui D.

Concluzii

1. Viteza medie „economică“, utilizată astăzi în proiectare, nu ține seamă de diversitatea factorilor economici, care determină cheltuielile de construcție și exploatare a rețelelor de alimentare cu apă.

2. Formulele de calcul, ce se obțin prin rezolvarea explicită a ecuațiilor lui Kirsanov pentru cazul unei rețele cu inele paralele, permit să se întrevadă mai îndeaproape modul cum influențează diferiții factori asupra alegerii diametrului economic.

3. Formulele de calcul de tipul (20) se pot utiliza pentru determinarea diametrelor economice și în cazul rețelelor obișnuite. Exactitatea rezultatelor e cu atît mai mare, cu cît rețelele prin funcționarea lor normală se apropie mai mult de tipul rețelelor cu inele paralele.

4. Stabilirea valorilor coeficienților, ce intră în formulele de calcul e necesar să se facă pe baza unei analize minuțioase a lor.

Bibliografie

1. GHENIEV N. N., ABRAMOV N. N., PAVLOV V. I.: „Alimentări cu apă“.
2. SHRAGGA IRAMY: Calcul économique des réseaux de distribution d'eau. La Houille Blanche nr. 2, 1954.
3. BLITZ E., MELZER A., TROFIN P.: Alimentări cu apă. Ed. de Stat pentru Arhitectură și Construcții 1955.
4. MOȘNIN L. F.: Metodi tehnico-economicescovo rasceta vodoprovodnîh setei. Stroizdat 1950.
5. KIRSANOV M. V.: Economicevshîi rascet vodoprovodnîh setei. Izdatelstvo M.K.X. RSFSR. 1949.

Contribuții practice la aplicarea dozei de coagulant în instalațiile centrale de apă

Ing. Z. Cristea Baron și ing. V. Ghederim

CZ 628.16 : 663.631.8

In instalațiile centrale de purificare a apei, faza de tratare denumită „coagulare“ include în esență o serie de procese, printre care procesului fizico-chimic de separare din apă a impurităților coloidale sau a celor în suspensie, ale căror particule au sarcină electrică, îi revine un rol primordial.

Concentrația ionilor de hidrogen ai apei, mărimea alcalinității, valoarea conținutului total de săruri din apă, condițiile executării procesului (intensitatea de amestecare, durata reacției, numărul operațiilor de contact al apei cu coagulantul), concentrația coloizilor eliminați și concentrația coagulantului, sînt principalii factori care influențează procesul de limpezire a apei.

Rolul acestor factori este îndeajuns tratat în lucrările de specialitate și suficient cunoscut practicienilor din instalațiile de apă, pentru ca, eliminîndu-i din lucrarea noastră, valoarea acesteia să nu fie diminuată, dacă ne-am propus ca obiectul considerațiilor de față să-l formeze numai unul dintre factorii enumerați : *stabilirea dozei optime de coagulant necesar pentru limpezirea apei.*

La efectuarea coagulării în instalațiile de apă, se vede deseori că efectul procesului este departe de a fi satisfăcător. Eliminarea incompletă a diferitelor impurități din apă, dacă acestea pot fi eliminate prin coagulare, se datorește în special dozării necorecte a coagulantului.

---

*) $\alpha=1,12$ este coeficientul calculat de ing. *A. Melzer* pentru tuburile de fontă în condițiile economice de azi din R.P.R.

Problema stabilirii cantității de săruri (în cazul nostru sulfatul de aluminiu) necesară pentru coagularea coloizilor din apa care urmează să fie purificată este destul de complicată și, în general, se consideră că nu e posibil ca numai pe baza analizelor chimice ale apei să se calculeze doza necesară de coagulant, să se determine condițiile optime de eliminare a suspensiilor și, în general, să se aleagă schema de coagulare. Acest lucru este condiționat de faptul că expresia cantitativă a legilor după care decurg diferitele etape ale procesului de coagulare nu sînt pe deplin stabilite. De aceea în practica instalațiilor de apă se folosește pe larg metoda empirică pentru determinarea condițiilor efectuării procesului, adică se fac experiențe de coagulare de probă, pînă la aflarea dozei optime de coagulant.

Studierea metodelor experimentale propuse pînă astăzi pentru acest scop arată că acestea nu pot fi considerate satisfăcătoare, ele bazîndu-se pe aprecieri foarte subiective ale efectului de coagulare. Pe de altă parte este discutabil dacă metoda experimentală dă siguranță maximă în aprecierea dozei de coagulant, ținînd seamă de diferența dintre condițiile de laborator în care se stabilește și condițiile de teren în care se aplică chiar în situațiile cele mai exigente; iar timpul folosit pentru găsirea dozei este mult mai mare decît acela care stă la dispoziția chimistului din exploatare.

După părerea noastră, renunțarea la metoda executării statice a coagulării de probă și înlocuirea ei cu o metodă de calcul pare a fi justificată, cu condiția introducerii în calcul a indicelui celui mai reprezentativ care participă la efectuarea normală a procesului: *turbiditatea apei.*

Bazîndu-ne pe aceste considerații ne-a preocupat problema găsirii unei metode simple, care să fie la îndemîna tehnicienilor din instalațiile centrale de apă și care, aplicate, să reprezinte aceeași exactitate ca și metoda experimentală, admisă pînă acum ca cea mai simplă, mai sugestivă și mai precisă.

Cercetările efectuate în laboratoarele I.C.A.B. în problema limpezirii apelor, însoțite de practica zilnică, ne-au pus la îndemînă posibilitatea să remarcăm că, în cazul apelor de suprafață, folosite pentru alimentare, există o relație între turbiditatea apei într-un moment dat și doza de coagulant necesară pentru reducerea acestei turbidități, relație empirică de forma:

$$D = \frac{t^{0,8} + 30}{6},$$

în care: D este necesarul de coagulant;
t — turbiditatea apei, în grade silice.

Cu această formulă se calculează doza de coagulant, pentru aceasta fiind necesar numai evaluarea turbidității, care se stabilește cu orice aparat etalonat după scara internațională de silice.

Cele mai precise aparate de acest gen sînt fără îndoială cele bazate pe principiul fotoelectric, cu singura dificultate că, în cazul apelor tulburi, pentru măsurarea turbidității este necesar să se recurgă la metoda puțin indicată a diluțiilor, motiv pentru care a trebuit să construim aparatul pentru măsurat turbiditatea în instalațiile de apă, a cărui descriere o redăm mai jos.

Descrierea turbidimetrului tip I.C.A.B. (după prof. Bratu). Partea principală a aparatului este un tub de alamă înnegrit în interior, cu lungimea de 1,20 m și cu diametrul de 40 mm.

Acest tub are la partea inferioară o montură din inele de cauciuc și un geam clar. Tubul principal comunică cu un tub de nivel, prevăzut cu o scară gradată în centimetri, în care se poate urmări, în orice moment, înălțimea coloanei de apă. Aparatul poate fi golit prin deschiderea robinetului, așezat pe una dintre laturile aparatului. Printr-o mișcare de șurub, aparatul poate fi demontat, eliberînd astfel montura inferioară, care trebuie des curățită.

Toate aceste elemente sînt montate pe o cutie grea de fontă care are la partea superioară o deschidere circulară, prevăzută cu un clișeu tip (fig. 1).

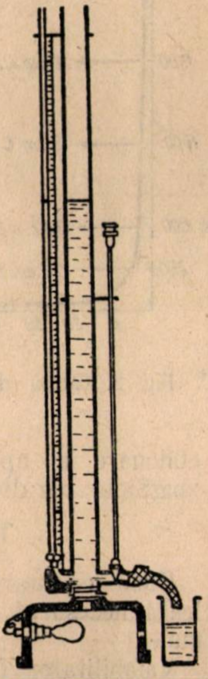


Fig. 1. Turbidimetru I.C.A.B.

Modul de lucru: 1) Se umple tubul aparatului cu apă a cărei turbiditate trebuie măsurată; 2) se deschide robinetul lateral de scurgere, lăsînd să se micșoreze înălțimea coloanei de apă din tub, pînă cînd desenul montat la partea inferioară apare clar; 3) în acest moment se închide robinetul; 4) se citește pe tubul de nivel înălțimea stratului de apă prin care se vede desenul; 5) dacă materiile în suspensie se depun ușor, operațiile de mai sus trebuie executate repede pentru a evita depunerile care ar putea falsifica rezultatul.

Etalonarea aparatului. Pentru ca datele obținute să fie comparabile și independente de citirile subiective ale aparatului s-a etalonat aparatul după suspensii de silice de concentrații cunoscute, trasînd apoi o curbă care dă miligrame silice pe ordonată, față de înălțimea coloanei de lichid, pe abscisă (fig. 2).

Modul de interpretare a curbei. Se notează înălțimea coloanei de apă la care se vede clar desenul; se caută cifra pe abcisă; din acest punct se duc dreptele necesare pînă la intersectarea curbei, și se citește pe ordonată valoarea turbidității apei în grade silice.

Rezultatul. Se consideră 1^0 turbiditate egal cu turbiditatea unei ape care conține în suspensii 1 mg SiO_2/l. Dacă apa încercată are o turbiditate echivalentă (măsurată pe curba de etalonare a aparatului) cu o suspensie de x mg SiO_2, rezultatul este:

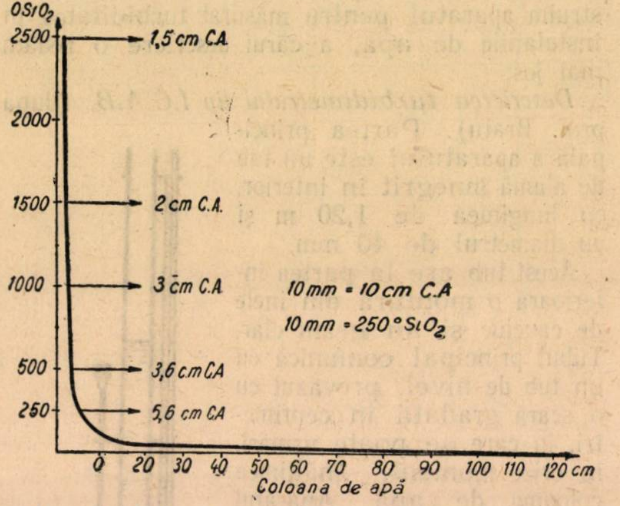


Fig. 2. Curba de etalonare a turbidității apei în scara de silice.

$$\text{Turbiditate} = x^0 SiO_2.$$

După evaluarea turbidității apei, se calculează necesarul de coagulant, cu ajutorul formulei.

Valabilitatea formulei și importanța sa practică s-au verificat pe o perioadă îndelungată în instalațiile noastre de apă, alături de metoda experimentală, rezultatele obținute fiind sensibil egale în toate determinările (redăm tabela comparativ 1 alcătuită după rezultatele obținute la stația experimentală Roșu).

Tabela 1

Data 1956	Turbiditate $^0SiO_2$	Doza aplicată după metoda experimentală	Doza calculată după formulă
12. I	2 500	100	100
17. I	2 500	30+80	100
10. II	1 500	80	70
7. VI	380	30	30
15. VI	240	20	20—25
18. VI	1 000	50	50
5. VII	235	20	20—25
2. VIII	280	35	30
3. VIII	296	25	25
18. VIII	212	25	20—25
2. IX	1 000	50	50
17. IX	1 500	70	70
14. XI	52	10	5—10
21. XI	43	10	5—10

x 30 = mg/l oxid de calciu pentru alcalizare suplimentară

Pentru simplificarea operațiilor și pentru ușurința aplicării formulei în instalații, s-a alcătuit o tabelă care poate purta mențiunea de „Îndreptar pentru aplicarea dozei de coagulant", care cuprinde: turbiditatea în cm col. de apă, transpunerea în grade silice și doza de coagulant respectivă.

Tabela 2

T/cm	$T/^0SiO_2$	D
0,5	3 000	110
1	2 500	95—100
1,5	2 250	85— 90
2,0	1 500	65— 70
3,0	1 000	50
3,6	500	30— 35
4,0	380	25— 30
4,5	344	25
5,0	296	25
5,6	250	20— 25
6,0	240	20— 25
6,5	232	20— 25
7,0	212	20— 25
8,0	184	15— 20
9,0	160	15— 20
10,0	140	15— 20
11,0	115	10— 15
12,0	102	10— 15

T/cm — turbiditatea în cm;
$T/^0SiO_2$ — turbiditatea $^0SiO_2$;
D — doza de coagulant mg/l.

Relația stabilită nu poate fi aplicată într-unul din următoarele cazuri:

1) apă cu temperatura mai mică decît 8^0C;

2) apă cu turbiditatea mai mare decît 3000^0.

Dat fiind că aceste situații nu se ivesc atît de des, formula se aplică aproape în întregime de-a lungul unui an.

Metoda dozării coagulantului prin calculul propus de noi este rezultatul a trei ani de experiență și verificare a rezultatelor în instalațiile noastre de apă și poate avea o largă întrebuințare acolo unde instalațiile de apă nu sînt dotate cu laboratoare, contribuind în felul acesta la o dozare rațională a coagulantului pentru limpezirea apei.

Recomandăm specialiștilor din instalațiile de apă, care vor găsi că procedeul propus de noi merită atenție, și care au la dispoziție laboratoare, să înceapă prin determinarea prin calcul a dozei optime de coagulant, simultan cu metoda experimentală, să corecteze factorii constanți din formulă după calitățile fizico-chimice ale apei respective, comunicîndu-ne rezultatele obținute și părerea lor în privința aplicabilității metodei.

Determinarea vitezelor în albii erodabile naturale prin formule fără coeficient de rugozitate

Ing. A. Wittenberger

CZ 627.133

A. Tipurile principale ale formulei de viteză

După cum se știe, formula Chézy:

$$v = cR^{0,5} J^{0,5} \quad (1)$$

cuprinde elementul de nesiguranță exprimat prin termenul greu precizabil c, denumit coeficient (factor) de rugozitate. Mult timp, atenția cercetătorilor s-a îndreptat aproape exclusiv asupra acestuia. Chézy îl consideră încă drept un coeficient determinabil de la caz la caz, pe cale experimentală. Ceva mai tîrziu Prony și Eytelwein caută să-i dea o valoare general constantă. Abia pe la 1860, în urma experiențelor efectuate în stil mare și în spirit științific de Darcy și Bazin, factorul c ia forma pe care a menținut-o:

$$c = f\,(a, R), \quad (2)$$

în care R este raza hidraulică, iar a reprezintă variabila independentă, în general determinabilă: *rugozitatea.*

Diferitele formule de tip Chézy care au apărut de atunci au rezolvat practic problema determinării vitezei în secțiuni de rugozitate cunoscută; deci pentru tuburi, canale, șanțuri etc., executate de mîna omului, ale căror caracteristici se pot defini relativ ușor, printr-o tabelă conținînd 10—15 coeficienți. Nu au rezolvat însă problema pentru albiile naturale, erodabile, ale cursurilor de apă.

In decursul timpului, formula fundamentală (1) a mai suferit modificări. In principiu însă, a rămas neschimbată; viteza se exprimă în funcție de pantă, de raza hidraulică și de un „coeficient de rugozitate" experimental.

Tocmai din cauza acestei caracteristici principiale a formulei Chézy, aplicarea ei pentru secțiuni greu definibile a întîmpinat dificultăți. Bazin se mulțumește să arate că, în cazul rîurilor, coeficientul de rugozitate „este foarte variabil, peste 1,30". Ganguillet și Kutter stabilesc o tabelă de coeficienți pentru rîuri, dar aplicarea ei a fost dificilă. Pe măsură ce problema determinării debitelor la rîuri a crescut în importanță, stabilirea unei formule practic corecte și ușor aplicabile a devenit unul dintre obiectivele centrale ale cercetătorilor.

Pentru rezolvarea problemei, s-a încercat definirea științifică a rugozității, în funcție de caracteristicile fizice măsurabile ale perimetrului udat. Strickler, pornind de la formula Gauckler-Manning:

$$v = kR^{0,67} J^{0,5} \quad (3)$$

constată că factorul k se poate exprima în funcție de rugozitatea absolută ε:

$$k = \frac{4,75\,(2g)^{0,5}}{\varepsilon^{0,167}} = \frac{21,1}{\varepsilon^{0,167}}, \quad (4)$$

în care ε este o valoarea măsurabilă, exprimată în metri. Prin aceasta, Strickler a dat un aspect mai științific (dimensional corect!) formulei (3) și a extins aplicabilitatea formulelor de tip Chézy asupra unor domenii în care înainte domnea nesiguranța — în special, asupra albiilor constînd din pietrișuri de diferite mărimi, dar n-a reușit să rezolve integral problema determinării vitezei în cazul albiilor erodabile.

De asemenea, s-a încercat stabilirea rugozității albiilor naturale, erodabile, în funcție de factorul principal care o determină: forța de antrenare, care, la rîndul ei, este funcție de pantă și adîncime. In felul acesta, factorul de rugozitate se elimină din formulă, viteza fiind determinată de variabilele independente ale cursului de apă: panta și debitul însuși (respectiv, panta și secțiunea).

Aceste formule, deși pot semăna cu diferitele expresii de tip Chézy, sînt principial diferite de ele, neadmițînd factorul c de sine stătător. Aspectul lor generic este:

$$v = f\,(R, J), \quad (5)$$

formulele purtînd denumirea generică de *formule fără coeficient de rugozitate.*

B. Dificultățile aplicării formulelor de tip Chézy la cursuri de apă naturale

Dificultatea principală la aplicarea în cazul rîurilor a oricărei formule de tip Chézy apare la alegerea coeficientului de rugozitate. O serie de cercetători au căutat să reducă această dificultate prin clasificarea rîurilor pe categorii, cu coeficienți corespunzători.

Cele mai multe tabele definesc categoria în care se încadrează un curs de apă, precizînd că albia se găsește în condiții „mijlocii", sau „destul de bune", sau „bune", sau „foarte bune", lăsînd nedumerit pe cel care li se adresează pentru a obține o cifră. Dar chiar în tabelele relativ bune (de exemplu tabela Sribnîi), găsim o categorie de albii definită ca „avînd caracteristici asemănătoare cu cele din categoria precedentă", deși valoarea coeficientului de rugozitate k diferă cu peste 30%.

După Kuznețov, formulele de tip Chézy permit determinarea debitelor cu o aproximație de 10—15%, *dacă sînt aplicate de un calculator experimentat;* această precizare vorbește de la sine despre subiectivitatea metodei de calcul.

Pentru albii săpate în aluviuni, formulele Strickler reprezintă un pas înainte: din dimensiunea aluviunilor, rezultă cifric coeficientul de rugozitate. Dar ce înseamnă, la un curs de apă natural, „dimensiunea aluviunilor"? După Strickler, în cazul aluviunilor stabile, trebuie să lucrăm cu diametrul minim al aluviunilor; în cazul aluviunilor în mişcare, cu diametrul lor mediu. Acesta este însă dificil de determinat şi chiar diagramele reprezentative publicate de Strickler arată că, din momentul antrenării aluviunilor, coeficientul de rugozitate variază continuu. Dar chiar în cazul mai simplu al aluviunilor staţionare, formula (4) nu se aplică nici pe departe riguros, dînd erori pînă la 100%.

Admiţînd însă valabilitatea metodei lui Strickler (cu excepţia pantelor foarte mici), aplicarea ei în cazul frecvent al aluviunilor parţial antrenate se poate face numai ţinînd seamă de legătura care există între pantă şi adîncime, pe de o parte, şi mişcarea aluviunilor, pe de altă parte. Pare, deci, mai raţional ca relaţia dintre elementele cursului de apă (pantă şi adîncime) şi condiţiile de scurgere să se exprime printr-o singură relaţie de forma (5) $v = f'(R, J)$, în care nu mai apare termenul intermediar: rugozitatea.

C. Principiul formulelor fără coeficient de rugozitate

In jurul anului 1900, o serie de cercetători exprimă prin formule empirice concluzia simplă şi raţională a constatărilor experimentale: la cursuri de apă naturale, care transportă aluviuni în albii erodabile, caracteristicile perimetrului udat depind de capacitatea de antrenare şi de transport a cursului de apă, deci: *viteza depinde numai de pantă şi adîncime.*

In aceasta constă baza teoretică a formulelor fără coeficient de rugozitate.

Impotriva acestor formule s-au ridicat unele obiecţii, parţial juste, care indică diferite cauze în urma cărora precizia formulelor de tipul (5) este limitată. Citām cele mai frecvente dintre ele:

1. Expresia nu ţine seamă de caracteristicile geologice ale cursului de apă (materialul aluvionar disponibil pentru transport). Totuşi, experienţa arată că (exceptînd albiile săpate în stîncă sau marnă) rîurile avînd debite şi pante asemănătoare, au şi aluviuni asemănătoare, deci rugozităţi sensibil egale.

2. Expresia consideră că rugozitatea variază o dată cu nivelul, chiar în cazurile în care patul nu se poate schimba în timpul în care se produce variaţia nivelului. Observaţia nu este integral justificată, deoarece:

a) la scăderea debitului, se formează foarte repede depozite de material mărunt, care umplu interspaţiile aluviunilor transportate în perioada precedentă;

b) la creşteri de debite, transportul de aluviuni care apare prin antrenarea depozitelor corespunzătoare perioadei precedente consumă aproximativ aceeaşi cantitate de energie, ca şi frecarea pe materialul care ar corespunde capacităţii de antrenare a debitului mărit.

Fenomenul se poate urmări uşor la rîurile de munte, pe care se fac transporturi prin valuri de apă (haituri); la apariţia valului, caracteristicile perimetrului udat se schimbă văzînd cu ochii.

3. Expresia nu se poate aplica în cazul apelor mici la rîuri de munte, ele neavînd posibilitatea realizării unui pat aluvionar corespunzător forţei de antrenare, din cauza variaţiilor foarte mari de nivele. Obiecţia este justă şi limitează domeniul de aplicabilitate a oricărei formule. In aceste cazuri, secţiunea de scurgere nu mai este determinabilă, iar scurgerea este cu totul neregulată, ceea ce împiedică aplicarea formulelor, fie ele de tipul (5) sau de tipul (1).

In sfîrşit, unii consideră ca un defect al formulelor de tipul (5) faptul că ele sînt rigide, neadaptabile, în timp ce formulele de tip Chézy permit aprecierea situaţiei specifice, prin gama continuă a coeficienţilor de rugozitate.

Sub acest aspect, discuţia se poate considera tranşată prin tendinţa generală a ingineriei moderne, spre aplicarea formulelor obiective, rigide (ceea ce nu trebuie să se confunde cu aplicarea mecanică a formulelor). Dar, practic, elementul esenţial al problemei se prezintă sub următoarea formă: este sau nu este suficient de avansat studiul formulelor rigide (în cazul de faţă al formulelor fără coeficient de rugozitate) pentru a le putea introduce în practică? Se pare că răspunsul este afirmativ.

Inainte de a trece însă la analizarea diferitelor formule de tipul (5), sînt necesare cîteva observaţii de principiu în privinţa lor.

1. Domeniul de aplicare al formulelor de tipul (5) se restrînge la cazurile în care nu dispunem de metode mai bune: ele sînt create pentru a înlocui formula Chézy în cazurile în care nu există condiţii corespunzătoare pentru aplicarea sigură a acestora. Deci, precizia care li se poate pretinde, se limitează la aproximaţia de 10—15%.

2. Formulele de tipul (5) se aplică *exclusiv* albiilor naturale erodabile, deoarece numai în cazul lor este îndeplinită ipoteza de bază, conform căreia caracteristicile perimetrului udat depind numai de caracteristicile fizice ale cursului de apă. Deci ele nu se pot aplica la:

— canale artificiale;

— albii rectificate sau cu apărări de mal;

— zonele inundabile (de exemplu, înierbate), la care nu este posibilă adaptarea rugozităţii la condiţiile momentane;

— albii săpate în material greu erodabil (ca stînca, marna etc.).

3. Formulele se pot aplica numai în cazul condiţiilor normale pentru rîul respectiv, deci, ele nu se pot aplica în zone în care cursul de apă este împiedicat să-şi formeze patul aluvionar corespunzător forţei de antrenare (zone de remu, coturi de rază mică etc.).

Evident, limitările de mai sus nu sînt specifice formulelor fără coeficient de rugozitate. Cele mai multe din ele se aplică, mai accentuat, chiar formulelor de tip Chézy.

In privința formei formulelor de tipul (5) este rațional să se admită că, pentru o rază hidraulică dată, rugozitatea crește o dată cu panta. Admițînd pentru cazul unei rugozități constante forma clasică:

$$v=f(R)\,J^{0,5},$$

rezultă că pentru o formulă de tipul (5):

$$v=f(R)\cdot f(J),$$

corecția față de forma clasică:

$$C_J=\frac{f(J)}{J^{0,5}}=F(J)$$

trebuie să scadă cînd J crește, deci trebuie să avem:

$$\frac{dF(J)}{d(J)}<0. \tag{6}$$

★

In cele ce urmează, vom compara între ele formulele cele mai cunoscute de tipul (5). Nu ne vom ocupa de formulele Siedek (1901) — primele de acest gen — deoarece acestea disting o mulțime de cazuri diferite în funcție de elementele geometrice ale secțiunii, astfel că nu este posibilă compararea lor cu alte formule.

D. Formule uzuale de tipul (5)

1. Formulele Hermanek (1905)

pentru $R<1{,}50$ m $\quad v=30{,}7\;RJ^{0,5}$; (7a)

pentru $R>1{,}50$ m $\quad v=34{,}0\;R^{0,75}J^{0,5}$, (7b)

au fost deduse dintr-un număr de 800 măsurători, pornind de la ipoteza inițială că *viteza trebuie să fie proporțională cu* $J^{0,5}$.

După cum rezultă din însăși diagrama reprezentativă, formula nu se prezintă demnă de încredere pentru adîncimi mai mici de 3 m.

2. Formula Matakiewicz (1905—1935)

$$v=\frac{116\;J^{0,493+10\,J}}{2{,}2+R^{0,67+(0,15/R^2)}}\cdot R \tag{8}$$

se bazează pe un număr mult mai mic de măsurători, alese și verificate de autor. Neadmițînd ipoteze inițiale, Matakiewicsz a realizat o formulă care urmărește corect punctele întrebuințate. El are meritul de a fi precizat condițiile de aplicabilitate a formulelor de tipul (5).

Cu timpul, Matakiewicz își modifică formula inițială. In primul rînd o simplifică, ajungînd la forma:

$$v=35{,}4\;R^{0,7}\;J^{0,493+10\,J} \tag{9}$$

care prezintă abateri de cel mult 6% față de forma inițială. Simplificarea nu este justificată, deoarece, chiar sub forma (9), formula se poate întrebuința numai cu ajutorul tabelelor.

De asemenea, formula (8) fiind limitată la panta 0,0159 (la care derivata $\frac{dv}{dJ}$ se anulează și schimbă de semn), Matakiewicz dă o formulă pentru pante mai mari:

$$v=2{,}38\;R^{0,7}. \tag{10}$$

Formula este nejustificabilă, chiar dacă la pante mari variația vitezei față de pantă este destul de mică. De altfel, la asemenea pante nu se mai realizează condiții corespunzătoare pentru aplicarea formulelor de viteză.

Pentru comparațiile care urmează, admitem formula (8).

3. Formulele Gröger (1909)

pentru $R<2$ m $\quad v=23{,}781\;R^{0,776}\;J^{0,458}$ (11 a)

pentru $R>2$ m $\quad v=22{,}21\;R^{0,58}\;J^{0,45}$ (11 b)

au fost determinate pe baza unor măsurători între care intrau și unele dintre cele utilizate de autorii precedenți. Ca un defect formal al formulelor, se poate atrage atenția asupra impresiei false de precizie pe care o dau zecimalele. Un alt defect: apare o discontinuitate la $R=2$ m, atît la derivata vitezei, cît și în valoarea ei (+5% pentru $J=0{,}0001$; și — 6% pentru $J=0{,}005$).

Gröger fixează limitele de aplicabilitate a formulelor la:

— lățimea oglinzii apei peste 10 m;
— adîncimea medie R peste 0,20 m;
— panta maximă 0,005.

4. Formula Winkel (1923)

$$v=R^{5/7}\,(185\;J^{4/7}-210\;J^{4,5/7}) \tag{12}$$

a rezultat din constatarea că scăderea pantei în lungul rîului și scăderea rugozității merg în paralel. Analizînd un număr mare de rîuri, Winkel stabilește corelația între aceste elemente și o introduce în formula Krey-Eisner, obținînd relația (12).

Deși bazată pe date distanțate în timp de cele utilizate de autorii precedenți, formula (12) se suprapune surprinzător de exact peste rezultatele formulei Matakiewicz.

Winkel recomandă întrebuințarea formulei numai pentru $J<0{,}006$, peste care erorile posibile cresc (deși se pare că formula dă rezultate raționale pînă aproape de $J=0{,}03$).

5. Formula Schäfer (1947)

$$v=R^{0,75}\,(1000\,J)^{0,5} \tag{13}$$

se bazează pe un număr mare de măsurători vechi și noi și se remarcă prin simplitatea ei, care o face ușor aplicabilă cu ajutorul unei rigle de calcul. Autorul o consideră suficient de exactă pentru calcule aproximative, deși admite independența rugozității față de pantă.

6. Formula Bretting (1948)

$$v=(31+27,6 \log R)\, R^{0,5}\, J^{0,5} \qquad (14)$$

a apărut ca un subprodus al unui amplu studiu, mai mult teoretic, asupra domeniilor de valabilitate a formulelor de tip Chézy. Valorile rezultate sînt apropiate de cele care se obțin prin aplicarea formulelor Hermanek.

7. Dintre alte formule, mai cităm formula Sokolovski -Pokrovski, bazată pe 500 măsurători de debit (efectuate în special la ape mari):

$$v=17\, R^{0,5}\, J^{0,4}. \qquad (15)$$

Ea diferă mult de celelalte formule și este oarecum în contrazicere cu determinările lui Pavlovski privind exponentul razei hidraulice. Totuși, deși a fost dedusă pentru rîuri care se găsesc în condiții diferite de cele din Europa Centrală, ea poate prezenta un interes deosebit pentru cazul pantelor mari, fiind — alături de formula Winkel — singura care dă rezultate acceptabile.

E. Comparația formulelor fără coeficient de rugozitate

Pentru a putea trage concluzii sigure în privința gradului de precizie al formulelor de tipul (5), ar trebui să dispunem de un mare număr de măsurători corespunzătoare. Această cale a verificării aplicabilității lor nu ne stă la dispoziție, deoarece măsurătorile de debit la rîurile din R.P.R. s-au executat cu o neglijență totală în privința pantei. Deci, compararea formulelor se poate face numai teoretic și concluziile trebuie privite sub acest aspect.

Pentru a se putea face această comparație, am calculat cu formulele Hermanek, Matakiewicz, Gröger, Winkel, Schäfer, Bretting și Sokolovski-Pokrovski vitezele pentru domeniul $R=0,40...5,00$ și $J=0,0001...0,01$, corespunzătoare unor valori în progresie geometrică ale variabilelor ($5\times5=25$ cazuri), precum și valoarea medie a celor 7 formule pentru fiecare caz. In calculul mediei nu au fost introduse, ca fiind improbabile, valorile care se depărtează la mai mult de 20% față de media vitezelor date de celelalte formule.

De asemenea, s-au calculat abaterile față de aceste medii, cu media abaterilor calculată în modul. Mediile abaterilor sînt indicate în tabelele 1 și 2.

Tabela 1

Abateri procentuale medii

Formula	H	M	G	W	Sch	B	SP	Med
A. $R=0,40$ m	23,6	8,0	6,6	7,4	11,0	21,6	30,6	15,6
B. $R=0,75$ m	10,4	9,4	2,2	10,0	6,6	8,2	14,4	8,7
C. $R=1,40$ m	7,6	7,2	2,8	7,8	8,0	7,6	7,6	6,9
D. $R=2,65$ m	10,2	7,2	4,6	7,8	7,6	9,4	15,4	8,9
E. $R=5,00$ m	16,4	7,0	8,2	6,0	12,4	15,8	23,8	12,8
a. $J=0,0001$	12,6	9,4	3,0	12,2	10,0	12,4	21,0	11,5
b. $J=0,00032$	9,8	8,4	5,8	9,4	5,4	9,2	18,6	9,5
c. $J=0,001$	11,8	8,0	5,6	7,2	3,8	10,4	17,0	9,1
d. $J=0,0032$	12,4	3,2	7,2	2,8	5,4	10,2	19,2	8,6
e. $J=0,01$	21,6	9,8	2,8	7,4	21,0	20,4	16,0	14,1
Med	13,6	7,8	4,8	7,8	9,1	12,5	18,4	10,6
Med. — excl. aA,eE	11,3	8,0	4,9	7,9	7,7	10,2	17,1	9,6
Abatere max %	+47	−15	−14	+15	+37	+46	+45	
Idem — excl. aA, eE	±30	−15	−14	+15	+21	±28	+33	

Tabela 2

Comparația calitativă a formulelor

Formula	Abaterea medie % pentru cazurile					Nr. cazurilor de abatere peste				Abațere medie %
	Frecvente	Obișnuite		Rare	F. rare	20 %		10 %		
	aE, bD, cC, dB, eA	aD, bC, bE. cB, cD, dA dC, eB	aC, bB cA, cE, dD, eC	aB, bA dE, eD	aA, eE	Din toate cazurile (25)	Idem exclusiv aA și eE	Din toate cazurile (25)	Idem exclusiv aA și eE	
G	3,8	4,2	6,2	6,2	3,5	0	0	3	3	4,8
M	6,6	7,5	9,3	8,7	5,0	0	0	7	7	7,8
W	6,0	7,1	10,0	8,7	6,5	0	0	7	6	7,8
Sch	7,2	6,0	7,0	12,7	20,5	2	1	8	6	9,1
B	2,6	6,4	13,5	22,5	39,0	5	3	10	8	12,5
H	3,8	6,9	14,8	24,2	40,5	6	4	12	10	13,6
SP	12,4	12,2	19,7	28,5	33,5	12	10	18	16	18,4

Analizînd cifrele cuprinse în aceste tabele, se pot constata următoarele:

1. Formulele dau rezultate mult mai apropiate între ele pentru cazurile frecvente decît pentru cazurile rare (adîncimi şi pante foarte mici sau adîncimi şi pante foarte mari); aceasta ne atrage atenţia asupra grijei cu care trebuie să se lucreze în aceste cazuri cu formulele de tipul (5) — ca de altfel şi cu formulele de tip Chézy.

2. Deşi bazate în cea mai mare parte pe măsurători independente între ele, toate formulele dau rezultate aproape identice pentru anumite domenii. Astfel, de exemplu, în cazul $R=1,40$ şi $J=0,001$ sau $R=0,75$ şi $J=0,032$, ecarturile faţă de medie nu depăşesc 6%.

Din aceste constatări rezultă *posibilitatea aplicării formulelor fără coeficient de rugozitate:* faptul că (cel puţin pentru anumite domenii) toate formulele se suprapun confirmă ipoteza că viteza rîurilor *se poate exprima independent de variabile liber apreciate.*

Aceasta este concluzia de importanţă fundamentală care se poate trage din analizarea valorilor găsite. (Evident, concluzia este oarecum teoretică, întrucît nu cunoaştem exact abaterile înregistrate la alcătuirea formulelor. Subliniem, deci, necesitatea confruntării diagramelor reprezentative cu o serie de măsurători).

În privinţa formulelor studiate, comparaţia indică următoarele:

1. Formulele Hermanek prezintă abateri mari faţă de valorile probabile — în multe cazuri, mult peste limitele acceptabile, mai ales în cazurile extreme, deoarece, neadmiţînd relaţia (6), Hermanek porneşte efectiv de la ipoteza că există o „relaţie“ între R şi J. Cînd relaţia nu este respectată, rezultă valori imposibile pentru viteză. Aceasta se confirmă în tabela 2: abaterile cresc pe măsură ce ne îndepărtăm de cazurile frecvente.

2. Formula Bretting (care, de altfel, a fost scrisă de autor şi într-o formă asemănătoare cu formulele Hermanek) prezintă abateri asemănătoare, puţin atenuate.

3. Formula Schäfer, deşi nu admite relaţia (6), nu presupune totuşi nici o corelaţie fictivă între R şi J şi duce la abateri mai mici faţă de valorile probabile. Totuşi, forma simplă a formulei nu-i permite să prindă şi cazurile extreme.

4. Formula Matakiewicz, singura care admite o variaţie continuă a exponentului lui J şi al lui R (aceasta din urmă puţin însemnată), dă abateri în general mici faţă de valorile probabile; abaterile cresc însă la pante mari.

5. Formula Winkel se deosebeşte de formula Matakiewicz prin admiterea unui exponent constant pentru R, ceea ce a făcut de altfel şi Matakiewicz în formula sa mai nouă (9). Abaterile sînt asemănătoare cu ale formulei precedente, dar valorile se menţin raţionale şi la pante mari.

6. Formula Gröger admite variaţia ambilor exponenţi, în mod discontinuu; discontinuitatea este însă mult mai redusă decît la formulele Hermanek. Faţă de media probabilă, formula Gröger dă abaterile cele mai mici, deci, dacă metoda de comparaţie aplicată este justă, această formulă este cea mai demnă de încredere.

Concluziile celor de mai sus sînt următoarele:

a) Formulele care admit un exponent constant pentru J neglijează în mod vădit un factor important. Ele pot fi totuşi valabile pentru cazurile obişnuite — avînd în vedere că, în general, rîurile cu adîncimi mai mici au pante mai mari.

b) Variaţia exponentului R are relativ puţină importanţă. Menţionăm că această concluzie a tras-o şi Matakiewicz cînd a înlocuit expresia (8) cu (9). De altfel, un termen de corecţie de forma $R^{0,10}$ nu duce la variaţii mai mari de ±6,5% ale rezultatului. Se poate presupune că variaţia puternică a exponentului lui R la formulele Hermanek şi Bretting se explică prin faptul că autorii au pus pe seama acestuia o variaţie a rugozităţii, produsă de variaţia pantei.

Evident, din toate cele de mai sus încă nu se poate trage concluzia că o formulă ar fi mai recomandabilă decît celelalte. Cel mult se poate spune că:

1. Formulele Hermanek şi Bretting nu par a fi recomandabile.

2. Aplicarea formulei Schäfer poate fi justificată prin simplitatea ei, mai ales pentru pante sub 0,005. Valorile vitezei rezultate par să fie puţin sub realitate.

3. Formulele Gröger, Matakiewicz şi Winkel par aplicabile pentru întregul domeniu cuprins între $R=0,25...6,00$ şi $J=0,0001...0,010$; formula Winkel poate fi recomandată chiar pentru pante mai mari (pînă pe la 0,025, cu titlu indicativ). Prima se pare că dă viteze prea mici, iar ultimele două, prea mari; dar abaterile sînt mici.

Menţionăm că rezultatele se modifică dacă studiem comportarea acestor trei formule faţă de media vitezelor date numai de ele. În acest caz, se obţin abaterile medii: pentru formula Winkel 3,8%; pentru formula Matakiewicz 4,3%; pentru formula Gröger 7,6%; ceea ce confirmă încă o dată că datele de care dispunem nu permit să se tragă altă concluzie decît aceea că:

— formulele fără coeficient de rugozitate ar uşura mult şi ar putea face mai sigure o serie de calcule;

— este indicată deschiderea unei discuţii în jurul problemei aplicabilităţii acestor formule;

— se impune confruntarea formulelor cu măsurători corect executate pe rîuri din R.P.R.

Pînă atunci, s-ar putea recomanda întrebuinţarea prudentă, de exemplu a formulei Winckel.

Bibliografie

1. ABRAMOV V. V. şi KARELIN Ia. A., Alimentarea cu apă şi canalizarea în rafinăriile de petrol, Moscova-Leningrad, 1948.
2. KARELIN Ia. A., NAZAROV A. Z. şi HASKIN S. A. Alimentarea cu apă şi canalizarea în exploatările petrolifere, Moscova-Leningrad, 1951.

NOTE

Indicații privind exploatarea tehnică a stațiilor de epurație de la o rafinărie de petrol

CZ. 628.543:665.54

Unul dintre rîurile care prezintă probleme grave de impurificare cu scursori petrolifere este rîul Teleajen.

Din expertizele asupra caracteristicilor calitative ale apei rîului Teleajen, făcute de Institutul de cercetări piscicole (colectivul prof. I. Mălăcea, V. Cure și St. Drăgășanu) reiese că între schela Boldești și confluența sa cu rîul Prahova, mirosul, gustul, suspensiile, CBO_5 (consumul biochimic de oxigen la 5 zile), substanțele plutitoare și toxice, contravin normelor sanitare și STAS-ului 4706/1955 în vigoare. In plus, în aval de rafinăria nr. 3 Teleajen, fauna piscicolă dispare total.

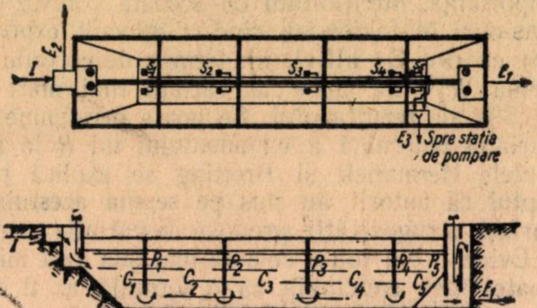


Fig. 1. Separatorul *1* (trapul mare) schema funcțională: ⌒↓ — deversare; ‿↑ — trecere pe la partea inferioară; *P* — perete; *C* — compartiment; *S* — sorburi basculante; *I* — intrarea apelor reziduale; E_1 — ieșirea apelor saline; E_2 — canal de avarii; E_3 — ieșirea produselor petroliere;

In cele ce urmează, vom expune măsurile propuse de delegații D.G.H. pentru stația de epurație de la rafinăria nr. 3 Teleajen, care, din pricina unei funcționări defectuoase, poate fi considerată ca fiind una dintre principalele surse de impurificare ale rîului Teleajen.

Sistemul de canalizare a apelor reziduale de la rafinăria nr. 3 Teleajen este compus din cinci colectoare de canalizare, cu descărcarea în iazul Bereasca (canal de scurgere natural) și apoi în rîul Teleajen. Apele reziduale ale canalizărilor *B* (distilația atmosferică, cracarea termică și colonie) și *E* (laboratorul rafinăriei) sînt conduse direct în emisar, iar apele reziduale ale colectoarelor *A* (distilație atmosferică, cracare, rafinarea uleiului, fabricația unsorii consistente și apele fluviale din curtea rafinăriei), *C* (stații de pompare, distilație vid, fabricație asfalt, cazane abur și purificarea apei cu var) și *D* (rafinarea benzinei și a apei fenolice) sînt epurate mecanic prin separatoarele *1, 2* și, respectiv, separatorul *3*.

Din cercetările făcute la fața locului, au reieșit pentru stațiile de epurație ale canalizărilor *A* și *C* o serie de deficiențe de exploatare. Deficiențele separatorului *3* nu fac obiectul expunerii noastre, deoarece ele nu au putut fi constatate macroscopic.

Separatorul 1 sau trapul mare (fig. 1) este o instalație de decantare în care se produce ridicarea la suprafață a produselor petrolifere, reținerea șlamului de fund (particule de nisip și argilă provenite de la fundul rezervoarelor de țiței) și a șlamului median (reziduuri cu apă absorbită cu greutatea specifică intermediară între produsele petroliere și apele saline).

In compartimentele acestuia, vom găsi permanent următoarea alternanță de strate: 1) stratul de produse petroliere (faza dispersă; apa și mediul de dispersie: țițeiul); 2) șlamul median; 3) stratul de apă salină; 4) șlamul de fund.

In compartimentul C_1 se separă grosul de produse petroliere, ceea ce cere o captare aproape continuă a acestora. Din C_2, recuperarea materialului (produsele petroliere) se face cu mici întreruperi. In C_3, produsele petroliere sînt captate rar și numai cînd stratul lor are grosimea de cca. 10—15 cm deasupra șlamului median, deoarece acesta din urmă poate produce înfundarea armăturilor, distrugerea garniturilor și chiar a segmenților. Din C_4, nu se fac recuperări deoarece produsele petrolifere s-au separat, în stratul de șlam median (grosimea: 60—70 cm) și dedesubtul acestuia. In C_5, captatarea materialului se face foarte rar, deoarece volumul, respectiv timpul de decantare este insuficient pentru reținerea produselor petroliere antrenate din C_4. Se obișnuiește în plus, în prezent, ca la sfîrșitul fiecărui schimb să se pompeze stratul de șlam median împreună cu materialul rămas, înspre C_1 (ceea ce de fapt dirijează formarea șlamului median numai pînă în C_4). La curățirea generală a separatorului, șlamul median și apa salină se evacuează direct în emisar iar reziduurile grele sînt depozitate în curtea rafinăriei.

Pentru îmbunătățirea randamentului general al trapului mare, s-a propus ca după prima curățire a acestuia să se rețină grosul de șlam median în C_3 (în vechiul sistem C_4).

La sfîrșitul fiecărui schimb, personalul de exploatare va pompa șlamul median spre C_3 (vechiul sistem: C_1), pentru a se dirija reținerea acestuia numai pînă în C_3.

In timpul schimbului, același personal va capta astfel produsele petroliere, încît la sfîrșitul fiecărui schimb stratul de material din C_1 să fie cuprins între 20 și 25 mm, iar cel din C_2, C_4 și C_5 — între 10 și 15 mm. Dacă șlamul median format în C_2, C_4 și C_5 va stînjeni recuperarea materialului, se va trece la pomparea șlamului în C_3.

Prin adoptarea noului sistem de exploatare tehnică, timpul de decantare realizat de volumele C_4 și C_5 va contribui la micșorarea gradului de impurificare a apelor saline cu scursori petroliere, la descărcarea lor în emisar și, respectiv, la mărirea cantității de produse petroliere recuperabile din aceste compartimente.

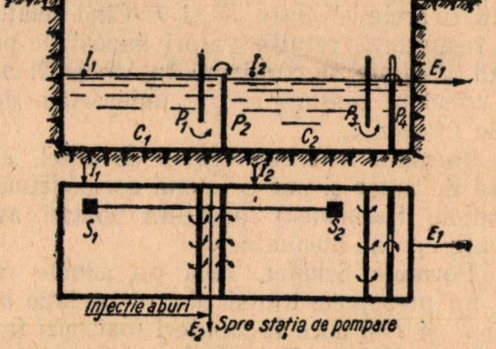


Fig. 2. Separatorul *2* (trapul mic) schema funcțională: ‿↑ — deversare; ⌒↓ — trecere pe la partea inferioară; *P* — perete; *C* — compartiment; *S* — sorburi basculante cu sită; *I* — intrarea apelor reziduale; E_1 — ieșirea apelor saline; E_2 — ieșirea produselor petroliere.

In separatorul 2 sau trapul mic (fig. 2) se face separarea produselor petroliere, reținerea șlamului (săruri de Na de la pompare, varul de la purificarea apelor industriale și fenoli) și a scăpărilor de smoală. Aici se va găsi, de asemenea, o emulsie trifazată (produse petroliere, apa salină și șlamul).

Captarea produselor petroliere se face prin intermediul unor sorburi basculante (ca la trapul mare). Cînd stratul de smoală devine compact, se injectează abur prin conducta de aspirație pentru topirea smoalei, după care este pompată spre rezervoarele de înmagazinare. Șlamul este evacuat la curățirea generală a trapului mic.

Privitor la asigurarea eficacității maxime a trapului mic, în actualul mod de exploatare tehnică, s-a recomandat ca personalul de exploatare să aibă permanent grijă ca să nu se formeze crusta compactă de smoală care împiedică aspirarea materialului. Produsele petroliere vor fi captate în așa fel, încît la sfîrșitul fiecărui schimb stratul de material să fie cuprins în C_1 și C_2 între 5—10 mm.

Față de cele expuse mai sus, personalul de exploatare va trebui, în plus, să controleze de două ori pe schimb condițiile de evacuare a apelor reziduale în iazul Bereasca. Ori de cîte ori apele reziduale vor ieși încărcate cu globule de produse petroliere puternic dispersate cu tendința de a forma pelicula, același personal are obligația de a înștiința mecanicul șef de schimb.

Mecanicul șef de schimb va cerceta, la rîndul său, cel puțin o dată pe schimb, caracteristicile fizice ale apelor reziduale la descărcarea lor în iazul Bereasca. De asemenea, cu aceeași ocazie, va verifica și starea de funcționare a instalațiilor aferente separatorului mare și separatorului mic.

După fiecare control, mecanicul șef de schimb va consemna cele constatate în „Registrul de lucru al instalațiilor", care se va completa conform indicațiilor din tabela 1.

Tabela 1

Registrul de lucru al instalațiilor de decantare

Data ziua, luna, anul	Nr. schimbului	Separatorul controlat	Gradul emulsiei	Deficiențe constatate	Măsuri luate	Semnătura celui ce a controlat	Observații
1	2	3	4	5	6	7	8

Gradul emulsiei se va indica după cum urmează:

gradul 1 — G_1 — peliculă de produse petroliere; se vor specifica grosimea peliculei și cauzele formării ei;

gradul 2 — G_2 — globule de produse petroliere puternic dispersate, cu tendința de a forma peliculă; se vor indica numai cauzele;

gradul 3 — G_3 — prezența globulelor de produse petroliere;

gradul 4 — G_4 — lipsă de globule de produse petroliere.

Controlul aplicării întocmai a recomandărilor de mai sus urmează să fie făcut de către inginerul șef al depozitului, care va verifica cel puțin o dată pe zi funcționarea și exploatarea tehnică a instalațiilor de decantare, iar constatările și dispozițiile date vor fi, de asemenea, consemnate în registrul de lucru.

Registrul de lucru astfel alcătuit va conține deficiențele de funcționare și de exploatare ale instalațiilor, concomitent cu măsurile luate.

După un an de experimentare a acestor recomandări, concluziile ce vor reieși din exploatarea tehnică atît a trapului mare cît și a celui mic, consemnate permanent în acest registru, vor putea astfel fi folosite pentru măsurile ce se vor lua în viitor la stațiile de epurație existente ale celorlalte rafinării de petrol, în scopul asigurării eficacității lor maxime.

Pentru îmbunătățirea sistemului de canalizare și epurare de la rafinăria nr. 3 Teleajen, Institutul de proiectări pentru rafinării de petrol a întocmit un studiu preliminar. La trapul mare se prevede, prin acest studiu, epurarea suplimentară prin filtre cu coalescență (după pereții P_1 și P_4) cu desființarea pereților P_2 și P_3, utilarea separatorului cu dispozitive mecanice de evacuare a reziduurilor și repararea spărturii din peretele median. Pentru trapul mic se preconizează posibilitatea funcționării în paralel a compartimentelor (compartimentul *I* se va lega după ieșirea apelor reziduale din trapul mic, cu canalul circular care le conduce spre iazul Bereasca) și evacuarea mecanică a reziduurilor grele. Referitor la acest studiu preliminar, este necesar să specificăm că propunerile noastre privind îmbunătățirea comportării tehnice a stațiilor de epurație de la rafinăria nr. 3 Teleajen rămîn valabile pînă la execuția modificărilor constructive amintite mai sus.

In încheiere, ținem să arătăm că din cuprinsul acestei expuneri se poate desprinde că îmbunătățirea modului de exploatare tehnică, deși nu comportă cheltuieli suplimentare, aduce pe de o parte un spor considerabil de produse petroliere recuperabile, iar pe de altă parte, micșorează gradul de impurificare a apelor reziduale cu scursori petroliere la descărcarea lor în emisar.

Bibliografie

1. ABRAMOV V. V. și KARELIN Ia. A., Alimentarea cu apă și canalizarea în rafinăriile de petrol, Moscova—Leningrad, 1948.
2. KARELIN Ia. A., NAZAROV A. Z. și HASKIN S. A., Alimentarea cu apă și canalizarea în exploatările petrolifere, Moscova—Leningrad, 1951.

Ing. *I. RABINOVICI*

Metode de studii aplicabile la lucrările de hidroameliorații *)

CZ 626.8

Pentru a-și asigura hrana și a-și dezvolta producția lor agricolă, majoritatea țărilor fac irigații sau drenaje cu scopul de a cuceri noi terenuri pentru agricultură.

Dar un număr mare de lucrări hidrotehnice agricole au eșuat deoarece s-a neglijat, în primul rînd, faptul că fiecare amenajare hidraulică agricolă de mare amploare aduce cu sine o rupere a echilibrului inițial care s-a instaurat treptat între factorii naturali, condițiile economice și situația demografică a regiunii respective.

Succesul nu poate fi asigurat decît cu prețul unor studii atente și foarte complexe.

Studii preliminare. In primul rînd trebuie cunoscute condițiile naturale ale mediului spre a putea defini sub aspect științific stadiul inițial al zonei de amenajat, apoi extrase datele tehnice de bază ce vor fi necesare pentru stabilirea proiectelor și, în sfîrșit, se prevede evoluția acestor factori naturali după realizarea lucrărilor.

Studiile acestea sînt foarte complexe. Ele trebuie să depășească, adesea, cu mult limitele proprii ale perimetrului de amenajat, pentru a atinge uneori, cel puțin în unele din aspectele lor, limitele geografice ale unui întreg bazin hidrografic.

De exemplu, este necesar adesea să se studieze bazinul de recepție la un baraj de acumulare în ansamblu pentru a localiza sectoarele cele mai amenințate de eroziune și pentru care va trebui realizată lupta pentru refacerea solului.

Studiile delicate ale condițiilor de mediu trebuie să facă apel la numeroase discipline tehnice sau științifice

---

*) Prelucrare după „Etudes et réalisations", ian. 1957, de ing. S. Almășanu.

(hidrologie, topografie, pedologie, hidrogeologie). Aceste discipline constituie în cele mai multe cazuri ramuri noi ale ştiinţei sau ale agronomiei. Ele sînt încă în plină evoluţie şi complexitatea lor se arată în fiecare zi tot mai mult.

Trebuie subliniat că rezultate valabile nu pot fi obţinute decît cu preţul unor condiţii din care subliniem pe cele mai importante:

a) Să se urmărească cu cea mai mare grijă observaţiile şi măsurătorile cu privire la factorii naturali din regiunea interesată (observaţii meteorologice, măsurători hidrologice, analiza solurilor şi a apelor, localizarea pînzelor de apă freatică şi evoluţia lor etc.). Condiţiile medii şi externe ale climatului, creşterile şi scăderile rîurilor, nivelele extreme ale straturilor acvifere etc. mai ales în ţările aride sau tropicale, nu ar putea fi cunoscute cu o aproximaţie acceptabilă decît după un timp îndelungat, pentru a cuprinde ciclurile climatice complete.

b) Datele dobîndite de unele din disciplinele ştiinţifice menţionate mai sus trebuie interpretate cu cea mai mare grijă, după situaţia geografică a zonei de amenajat şi în lumina experienţei locale făcute pe teritoriile agricole, direct interesate la amenajările proiectate.

c) Este necesar ca studiul diverselor condiţii naturale ale mediului să fie efectuate de specialişti obişnuiţi să lucreze în brigadă. Fiecare studiu parţial, în timpul desfăşurării lui proprii, poate avea ca urmare efecte importante asupra studiilor urmărite în celelalte domenii. Pe lîngă aceasta, concluziile fiecărui studiu parţial trebuie să fie confruntate şi armonizate pentru a duce la o sinteză absolut necesară.

d) In sfîrşit, observaţiile şi măsurătorile cu privire la condiţiile naturale ale mediului, apoi interpretarea lor, trebuie, pe cît posibil, să fie efectuate după normele internaţionale şi după un vocabular ştiinţific cît mai clar şi mai simplu.

Studiul datelor de bază ale proiectelor. Concluziile parţiale ale observaţiilor şi ale studiilor preliminare trebuie, în sfîrşit, nu numai adunate, dar confruntate şi interpretate de către tehnicieni specialişti în lucrări de hidroamelioraţii. Astfel va fi posibil să se determine datele de bază cele mai importante care trebuie să conducă la stabilirea proiectului: volumul resurselor de apă disponibile tot anul sau în diverse anotimpuri avînd în vedere nevoile pentru irigaţii şi, eventual, alte necesităţi (producerea de energie hidroelectrică ,alimentarea cu apă potabilă etc.). De asemenea, volumele şi debitele excedentare pentru evacuare, resurse locale de materiale de construcţii şi calitatea acestor materiale, pericolul eroziunii solului etc. Oricare ar fi competenţa specialiştilor chemaţi să studieze un anumit perimetru, va fi necesar, în stadiul actual al ştiinţei, să se completeze observaţiile sau măsurătorile prin încercări practice de teren.

Ori de cîte ori este posibil, este de dorit să se utilizeze datele de bază pentru a se stabili mai multe scheme generale de amenajare, cu estimarea apropiată a costului lucrărilor. Această formulă permite de a face mai bine să apară avantajele şi inconvenientele diverselor posibilităţi sprijinite pe întîietatea unuia sau a altuia dintre diferitele obiective cercetate. S-ar putea avea, de exemplu, o anumită preferinţă între agricultură şi energie hidroelectrică pentru utilizarea resurselor comune de apă. Schema generală de amenajare a perimetrului ar putea fi diferită, după cum se va considera sau nu producerea de energie hidroelectrică ca un subprodus al amenajării generale.

Studii relative la stabilirea proiectelor. O dată cunoscut stadiul iniţial al regiunii ce trebuie pusă în valoare şi o dată determinate datele de bază, este posibil să se treacă la stabilirea de anteproiecte şi proiecte de amenajare a sectoarelor considerate definitiv ca apte de pus în valoare. In acest sens, trebuie observată o evoluţie rapidă a tehnicii în ultimii ani. In această evoluţie se urmăreşte fie o siguranţă mai mare în exploatare, fie o mai mare economie în realizarea lucrărilor, fie o exploatare mai uşoară şi o întreţinere mai puţin costisitoare a lucrărilor de tot felul. In acest sens, se atrage atenţia asupra următoarelor criterii:

a) Instalaţiile mecanice sau aparatele fabricate curent de către industria modernă ,robuste şi uşor de exploatat, permit însăşi modificarea concepţiei unor proiecte de irigaţii. Ar fi de exemplu mai economic să se înlocuiască, uneori, canale lungi de aducţie prin staţii de pompare plasate în imediata vecinătate a sectorului de deservit. In alte cazuri, recurgerea la irigare prin aspersiune ar permite irigarea zonelor cu un mic microrelief accentuat sau cu pantă excesivă, care altfel ar trebui excluse.

b) Stabilirea proiectelor trebuie concepută în aşa fel, încît să menţină cheltuielile de investiţii în limite rezonabile. Acest rezultat nu poate fi atins adesea decît acceptînd să se ia — în completă cunoştinţă de cauză — unele riscuri cum ar fi de exemplu: riscul de a nu satisface nevoile optime de apă ale plantelor în perioadele de secetă anormală, riscul de revărsare în cazul unor creşteri excesiv de mari, peste unele lucrări, chiar cu perspectiva distrugerii lor parţiale; riscul inundării temporare a unor sectoare din perimetru etc. Aceste riscuri trebuie cîntărite cu grijă şi, în acelaşi timp, studiate dinainte, pentru a putea lua unele măsuri menite să reducă consecinţele. In funcţie de gradul lor de probabilitate şi de consecinţele lor, aceste riscuri trebuie evaluate iar estimările, comparate cu economiile ce se realizează.

c) Incercări şi măsurători executate cu răbdare pe machete ,atît ale lucrărilor de artă cît şi ale echipamentelor hidraulice, permit în cele mai multe cazuri să ne oprim la soluţii mai economice şi mai sigure. Progresele realizate în acest domeniu dau inginerilor posibilitatea să îmbunătăţească sensibil concepţia proiectelor de amenajări ca şi exploatarea acestor lucrări.

d) In stabilirea oricărui proiect de hidroamelioraţii este important să se ţină seamă, în primul rînd, de resursele locale de materiale de construcţii şi braţe de lucru. Altfel se poate ajunge la soluţii foarte costisitoare şi, uneori, greu de realizat.

e) Proiectul de valorificare a unui perimetru dat nu trebuie să conducă numai la lucrări de amelioraţii. Aceste studii trebuie să cuprindă în aceeaşi măsură toate lucrările care permit o exploatare comodă şi o întreţinere uşoară a tuturor amenajărilor. Pe un plan general este de dorit, întotdeauna, să se studieze în paralel toate celelalte lucrări care trebuie să contribuie la punerea în valoare a zonei de amenajat organizarea teritoriului, căi de comunicaţii, electrificare, alimentări cu apă etc.

f) Se subliniază, de asemenea, grava greşeală foarte adesea comisă, care constă în începerea executării lucrărilor importante după simple anteproiecte mai mult sau mai puţin detaliate.

Planul de ansamblu. O dată cu stabilirea proiectelor defintive, apare ca foarte necesar, înainte de începerea pe şantier a lucrărilor importante, să se stabilească un program raţional de punere în valoare a perimetrului de amenajat. Acest program trebuie să conţină eşalonarea judicioasă a lucrărilor pe cît posibil pe dublu plan — tehnic şi financiar.

Concluzii. Merită să subliniem complexitatea şi particularităţile diverselor studii care trebuie executate pentru a obţine reuşita sigură în orice lucrare de hidroamelioraţii.

Dacă au fost înregistrate unele eşecuri sau s-au comis grave erori, trebuie în acelaşi timp să subliniem succesele admirabile care au permis să se transforme deşerturile în regiuni fertile, să se schimbe mlaştinile insalubre în cîmpii roditoare. Scopul urmărit prin aceste amenajări este de a crea condiţii de viaţă mai bune, factor esenţial al oricărei civilizaţii.

Documentare

Despre comportarea aerului în conductele de aducțiune. (După: Gandenberger W., Editura Oldenburg-München, 1957).

Una dintre cele mai importante probleme tehnice la construcția conductelor lungi de aducțiune pentru alimentări cu apă este comportarea aerului, și în legătură cu aceasta, siguranța în exploatare, mai ales în ceea ce privește posibilitatea reducerii efectelor loviturilor hidraulice. Se arată rezultatele unei lungi serii de experiențe de laborator și pe conducte existente, care au avut ca scop lămurirea problemei comportării aerului și influența lui asupra producerii loviturilor hidraulice, efecte ce nu pot fi tratate teoretic decît în mică măsură.

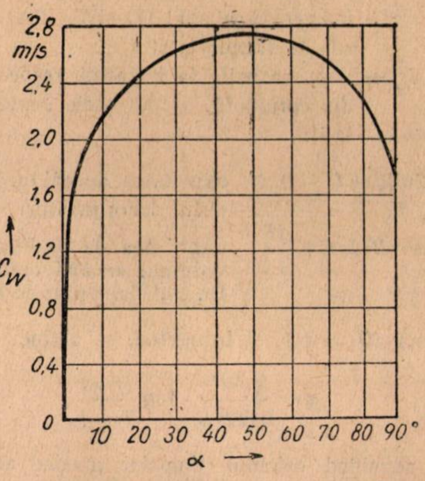


Fig. 1.

Vitezele de antrenare a aerului din porțiunile înalte ale conductelor, urmează anumite legi, care au fost cercetate pe modele constituite din tuburi de sticlă verificate apoi pe conducte de fontă de diametru mai mare.

Pentru viteza critică de antrenare, adică viteza apei la care nu se mai formează acumulări în porțiunile înalte, aerul fiind antrenat aproape în întregime chiar pe porțiunile cu pantă a conductei, a rezultat diagrama pe care o redăm în figură cu linia pentru cazul cel mai defavorabil cînd bulele de aer au cea mai mare mărime. In figură α este unghiul ramurii descendente a conductei. Viteza critică se obține cu formula:

$$C = C_w \sqrt{D}$$

în care:

D este diametrul conductei, în m.

Concluziile trase pentru practică în ce privește comportarea aerului sînt următoarele:

— In porțiunile înalte ale conductelor, aerul este antrenat spre capătul aval înspre ramura descendentă și nu se acumulează la vîrf. Dispoziția ventilelor de aerisire trebuie să țină seamă de acest fapt și ele nu trebuie să fie prea mici (1/3 din diametrul conductei). Se vor pune eventual mai multe.

— La o anumită viteză critică a apei, care depinde de mărimea bulelor de aer, de diametrul conductei și de unghiul de înclinare al părții ei descendente, aerul este antrenat de apă. Conducta se dezaerisește singur.

— Mici bule de aer mai rămîn totuși la mufe și asperități.

— Acumulările de aer în puncte înalte pot avea lungimi considerabile și provoacă pierderi de sarcini destul de importante în cazul conductelor de cădere naturală cu mică diferență de nivel.

— Aerul acumulat în puncte înalte poate subdiviza lungimea conductei în două sau mai multe porțiuni mai scurte, ceea ce poate, după caz, să constituie o cauză de oscilații și lovituri hidraulice, care pe lungimea întreagă ar fi avut efecte mai mici.

— La închiderea în timp $T \geqslant \frac{2L}{a}$ a unei conducte cu cădere naturală, aerul în puncte înalte are efect amortizor. La $T < \frac{2L}{a}$, acumularea de aer mărește oscilațiile și efectul loviturii hidraulice, afară de porțiunea punct înalt — rezervor (L — lungimea conductei umplută cu apă, a — viteza undelor de presiune = cca. 1000 m/s).

— La derivații cu consum important așezate în amonte de puncte înalte se pot produce suprapresiuni importante în conductă la deschideri rapide ale ramificațiilor.

— La conducte de pompare, acumulările de aer au efect amortizor în cazul opririi brusște a pompelor.

— La schimbări bruște ale vitezei în conductă, oscilațiile de presiune sînt mari cînd viteza de serviciu în regim este mică.

— La conducte lungi și viteze de regim mici se pot naște ridicări importante de presiune în cazul evacuării rapide a aerului prin organe de închidere (deschiderea unei vane pentru a scoate aerul).

La conducte scurte același efect se produce la viteze mari de regim.

— La umplerea conductelor (punerea în funcțiune) nu se produc lovituri hidraulice dacă ventilele de aerisire în punctele înalte sînt închise.

— La conducte de refulare de la pompe, viteze mici de regim duc mai de grabă la lovituri, prin închiderea bruscă a clapetelor, decît vitezele mari.

— Liniile caracteristice ale pompelor (Q/H) foarte înclinate și stabile împiedică în mare măsură închiderea prea bruscă a clapetelor.

— Vane (ventile) cu plutitor la capătul conductelor cu cădere naturală pot produce lovituri importante la închidere bruscă sau prin înțepenire bruscă.

— Ramificații cu derivație mai mare decît 10% din debitul conductei de aducție trebuie separate de aceasta printr-un rezervor.

La conducte mai mari și de lungime mare trebuie să se facă calcule amănunțite și exacte pentru a lămuri complet posibilitățile de producere și mărimea loviturilor hidraulice pentru a putea lua măsurile de prevenire necesare atingerii celei mai mari siguranțe în exploatare.

Cel mai mare excavator din lume. (După: „Der Bauingenieur“ 31, 1956, caietul 6, 228).

Excavatorul uriaș produs de firma americană „Marion“ a fost utilizat pentru prima dată în ianuarie 1956, pentru îndepărtarea sterilului de peste un zăcămînt carbonifer din zona orașului Georgetown—Ohio. Excavatorul are o greutate de 2 600 t, cu o capacitate a cupei de 46 m^3. Săgeata este de 50 m, lungimea lopeții — de 30 m. Excavatorul poate lucra pe o rază de 96 m și o înălțime maximă de 33 m. Ciclul de lucru este de cca. 45 s.

Acționarea pieselor acestui excavator gigantic se face mecanic cu ajutorul unui ansamblu de 16 motoare electrice care folosesc o energie de vîrf de 6 840 kW.

Lopata are două cabluri de cîte 64 mm diametru și este acționată de un troliu deservit de patru motoare 4×450 CP prin intermediul unui tambur dublu și a două roți cu diametrul de 4,30 m cu angrenaje. Excavatorul sprijină pe patru perechi de șenile de 1,40 m lățime. Fiecare pereche este acționată de cîte un motor de 150 CP.

Platforma mobilă este menținută în permanență orizontală cu ajutorul unei suspensii hidraulice în patru puncte de reazem. Cele aproape 500 de lagăre ale excavatorului sînt unse automat cu ajutorul unei instalații deservite de o pompă acționată electric care intră în funcțiune periodic.

Manevrarea uriașei mașini de săpat se face de un singur om, prin intermediul a două pedale și două pîrghii de mînă, de la una din cele două cabine de comandă situate în față, de o parte și de alta a platformei mobile.

Accesul în excavator se poate face și în timpul lucrului.

Diferitele puncte ale colosului metalic sînt puse în legătură prin intermediul unei instalații de telefoane. O stație de emisie-recepție face legătura cu punctele de lucru din jurul excavatorului, iar un megafon poate transmite semnale și comenzi în exterior

Măsurarea debitelor în țevi cu ajutorul profilului aerodinamic. Pierderile de măsurare reduse.

(După „Engineering" 1956, nr. 4723, pag. 330—351).

Dispozitivele utilizate pînă în prezent pentru măsurarea debitelor în conducte provoacă pierderi de sarcini importante. S-a calculat că numai în 1948, una dintre companiile engleze de aprovizionare cu apă a cheltuit 5 000 lire sterline pentru a învinge rezistențele introduse de dispozitivele de măsurat. Pentru a se reduce pierderile s-a imaginat un nou aparat, cu profil aerodinamic. După cum se vede în figură, profilul este prevăzut cu mai multe găuri care comunică cu manometrul prin intermediul unui ax găurit. Diferența de presiune la diferite orificii se măsoară la același manometru printr-un joc de robinet. Diferența de presiune poate fi variată prin înclinarea profilului de la 0° la 60° sau prin plasarea profilului mai aproape sau mai departe de pereții conductei.

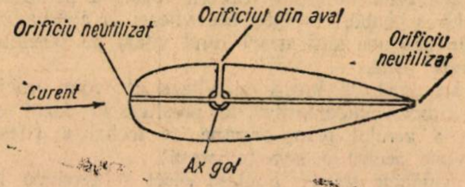


Fig. 1

Prin mijloacele enumerate mai sus se poate adapta profilul astfel, încît să permită măsurarea unei game foarte largi de presiuni, raportul dintre cea mai mică și cea mai mare fiind de 1:120. Profilul aerodinamic poate fi de asemenea folosit cu succes atît în țevi de 2", cît și în magistrale de distribuție de 60". Pentru o conductă de 30" se utilizează profiluri avînd coarda de 75 mm, deschiderea 100 mm și grosimea 36 mm. Profilurile aerodinamice au putut fi utilizate pentru măsurarea debitelor apei, aburului, aerului comprimat, gazului de iluminat. Pentru fluide corosive se utilizează profiluri de porțelan, iar pentru gaze cu temperaturi înalte, profiluri din materiale refractare.

Măsuri pentru evitarea înghețului conductelor forțate.

(După: „La Houille Blanche", B. sept, 1956).

Fenomenele legate de înghețarea apei în conductele forțate ale uzinelor hidroelectrice, studiate și în trecut, au făcut obiectul unei analize teoretice confruntate cu rezultatele obținute pe cale experimentală, prezentată în cadrul unei comunicări făcute cu prilejul sesiunii din martie 1956 a Comitetului tehnic al societății hidrotehnice a Franței de către d. Rambaud. Înghețarea apei și deformațiile permanente ale conductei, care apar ca o consecință a acesteia, sînt deosebit de periculoase la conductele descoperite, de lungimi apreciabile. Ținînd seamă de faptul că ele apar în perioadele de oprire a uzinei, în funcție de programul de producție al acesteia, de eventualele reparații necesare etc., s-au analizat îndeosebi două aspecte ale acestei probleme, și anume:

1) stabilirea timpului maxim admisibil de stagnare a apei;

2) determinarea debitului minim necesar pentru a preîntîmpina înghețul apei.

Din examinarea fenomenelor termice care au loc în interiorul conductei, se desprind următoarele: transmiterea căldurii se face în cea mai mare parte prin convecție la contactul dintre apă și perete, prin conducție prin peretele conductei, prin convecție și radiație la contactul dintre perete și aer. Coeficientul global de transmisie poate varia între limite destul de largi, în funcție de starea de repaus sau de agitație a aerului înconjurător.

Notînd cu:

R — raza conductei;
L — lungimea;
S — suprafața laterală;
q — debitul;
k — coeficient de transmisie către aerul înconjurător;
t — temperatura aerului în vecinătatea conductei;
C — căldura specifică a apei;
γ — greutatea volumetrică a apei;
τ — timpul;
T — temperatura apei (T_0 și T_1 fiind temperaturile la timpii τ_0 și τ_1);
T_i și T_e — temperaturile la intrarea, respectiv, ieșirea din conductă, se pot scrie următoarele relații:

$dQ_1 = 2\pi R dx k\,(T-t)\,d\tau$: cantitatea de căldură cedată aerului înconjurător:

$dQ_2 = -\pi R^2 dx C \gamma \dfrac{dT}{d\tau}$: cantitatea de căldură cedată de volumul de apă conținut în cilindrul elementar de lungime dx.

Punînd $dQ_1 = dQ_2$ și integrînd, se obține:

$$\tau = \frac{\gamma RC}{0{,}868\,k} \cdot \log \frac{T_0 - t}{T_1 - t},$$

relație permițînd calculul timpului maxim admisibil de oprire, în funcție de condițiile de funcționare date.

In cazul cînd prin conductă se scurge un debit $q = \pi R^2 U$ cantitatea de căldură cedată de apă se scrie:

$$dQ_3 = -qC\gamma \frac{dT}{dx}\,dx d\tau.$$

Egalînd $dQ^1 = dQ_3$ și integrînd, se obține:

$$q = \frac{0{,}434\ S\,k}{C\gamma} \cdot \frac{1}{\log\,(T_i - t) - \log\,(T_e - t)},$$

permițînd calculului debitului minim q, necesar pentru a preveni înghețul conductei.

Din studiul teoretic schițat mai sus și din confruntarea cu datele experimentale culese cu prilejul cercetărilor întreprinse la conductele lacului Oô (Pirinei) și Portillon, se pot desprinde următoarele concluzii și recomandări: calculele estimative expuse conțin un element de incertitudine; coeficientul de transmisie k, depinzînd de starea aerului înconjurător. Se recomandă, prin urmare, instalarea în lungul conductei a unui număr suficient de teletermometre (metodă aplicată cu succes la Portillon) cu transmitere în clădirea centralei și cu semnalizări automate (optice și acustice) cînd temperatura apei atinge limita de —0,4°C. De asemenea se va acorda o atenție deosebită etanșeității organelor de închidere din amonte.

Considerațiile de preț arată că electroliza este preferabilă pentru tratamentul apelor sărate.

(După: „Civil Engineering", aprilie 1956, pag. 60—63).

In ultimii ani, interesul pentru tratarea apelor sărate a crescut mult. Fie că apa tratată urmează să fie utilizată în orașe, fie că ea este destinată irigației, alegerea procedeului de tratare depinde de costul operației. Se pot lua în discuție procedeele specificate mai jos.

Evaporarea cu efect multiplu. In acest caz o parte din apa sărată este evaporată și apoi condensată pentru a produce apă dulce. Vaporii dintr-un etaj al instalației sînt condensați într-un evaporator al etajului următor ajutînd astfel la evaporarea apei. In general, se utilizează trei etaje. Astăzi, majoritatea apei produse din apă sărată este obținută prin acest procedeu.

Distilare cu comprimarea vaporilor. Vaporii sînt obținuți la presiunea atmosferică, apoi comprimați pentru a se ridica presiunea și temperatura. Intorși în țevile de încălzire ale evaporatorului, vaporii se condensează și înapoiază căldura latentă de evaporare a apei ce fierbe.

Distilarea cu vaporizare prin destindere. In instalațiile de acest gen, apa sărată este trimisă într-o cameră de joasă presiune unde se evaporează. Vaporii sînt condensați in camere de răcire de către apa de distilat încă netratată.

Schimbare de ioni. Progresele recente în materie de schimbători de cationi de hidrogen și de schimbători de anioni au făcut posibilă înlăturarea completă a sărurilor dizolvate.

Electrodializa. Acesta este procedeul cel mai recent și se bazează pe proprietățile membranelor semipermeabile cu caracteristici ionice selective. Metoda înlătură cantități echivalente de anioni și de cationi, indiferent de constituienții ionici prezenți. Se știe totuși că, cationii de fier, calciu și magneziu tind să precipite pe membrane și să le scurteze viața. De aceea este nevoie de tratamente inițiale care să reducă concentrația de ioni dăunători.

Calculele economice făcute în S.U.A. dau următoarele cifre de comparație ale costului tratărilor unității de volum de apă:

Evaporare cu efect multiplu în paralel cu tratamentul cu zeoliți de sodiu	2,45
Distilare cu comprimarea vaporilor în paralel cu tratamentul cu zeoliți de sodiu	0,84
Distilare cu vaporizare prin destindere în paralel cu tratamentul cu zeoliți de sodiu	1,37
Schimbare de ioni în paralel cu tratamentul cu zeoliți de sodiu	0,87
Electrodializă precedată de tratament cu zeoliți de sodiu	0,65
Electrodializă precedată de tratament acid	0,48

Granulometria materialelor antrenate pe fund într-un curs de apă și variația ei. Legea debitului solid tîrît a unui amestec de materiale.

(După: „Vodohospodarsky Casopis", nr. 3—4, 1955, Slovenska Akademia Vied, Bratislava).

Cursurile de apă naturale transportă prin tîrîre pe fund materiale solide de mărimi diferite. Pentru a ține seamă de acestea, diferiți autori introduc în formula debitului solid un diametru caracteristic al amestecului sau coeficienți care țin seamă de curba granulometrică a amestecului.

Autorul consideră acest mod de a privi problema semiempiric și propune o nouă metodă, bazată pe încercări efectuate în laboratorul hidraulic din Bratislava, în care se încearcă să țină seamă de aspectul fizic al fenomenului și, în special, de turbulența scurgerii.

Ipotezele de bază făcute de autor sînt:

— pulsația vitezei u pe fund după legea lui Gauss:

$$f(u) = \frac{1}{2\pi\sigma_u}\, e^{-\frac{(u-\bar{u})^2}{2\sigma_u}},$$

în care

$$\sigma_u = \sqrt{\overline{(u-\bar{u})^2}}\,;$$

— pulsația vitezei pe verticală după o lege similară, în care însă se pune condiția:

$$\overline{v_1} = 0.$$

Considerînd forțele care acționează asupra unei particule, autorul ajunge la următoarea relație pentru forța de antrenare:

$$\bar{t}_{T_c} = C\frac{\pi d^3}{6}\rho' g \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\left[1+\frac{a^2}{a_T^2}\operatorname{tg}\varphi\right]},$$

în care C este un coeficient de formă și

$$a_T = \frac{(1+\nu K_u)^2}{1+K_u^2}\,;$$

$$a^2 = \frac{C_P}{C_T}\,\frac{1}{1+K_u^2}\left[(1+\nu K_u)^2 + \frac{C_P'}{C_P}\,\frac{B}{A}\,\nu K_v^2\right];$$

$$\nu = \frac{u_{max} - \bar{u}}{\sigma_u}\,;$$

$$K_u = \frac{\sigma_u}{\bar{u}}\,;\quad K_v = \frac{\sigma_v}{\bar{v}}\,;$$

iar C_T, C_P, C_P', A și B diferiți coeficienți.

Introducînd condiția de stabilitate ,autorul ajunge pentru efortul tangențial critic la relația:

$$\tau_c(d) = \frac{2}{3}\,\frac{C}{B}\,P\rho' g \frac{\operatorname{tg}\varphi}{1+\frac{a^2}{a_T^2}\operatorname{tg}\varphi}\, d.$$

După aceste considerații autorul trece la analiza curbelor granulometrice. El studiază curba granulometrică a materialelor fundului, care se află în mișcare la un moment dat $f_m(d)$ funcție de curba granulometrică a tuturor materialelor $f(d)$ și de cea a materialelor imobile $f_i(d)$:

$$f_m(d) = f(d)\,\frac{\int\limits_{u_c(d)}^{+\infty} f(u)\,du}{\int\limits_0^{d_{\max}} f(d)\,\Delta d \int\limits_{u_c(d)}^{+\infty} f(u)\,du}\,.$$

In sfîrșit, autorul ajunge la curba granulometrică a debitului solid într-un interval de timp oarecare:

$$f_g(d) = f(d)\,\frac{\bar{\omega}(d)\int\limits_{u_c(d)}^{+\infty} f(u)du}{\int\limits_0^{d_{\max}} f(d)\,\bar{\omega}(d)\,\Delta d \int\limits_{u_c(d)}^{+\infty} f(u)du},$$

în care $\bar{\omega}(d)$ este viteza medie a particulelor în mișcare.

După aceste considerații de bază ale metodei, în partea a doua a articolului autorul studiază legea debitului solid al unui amestec, ajungînd după o serie de transformări la relația:

$$G_s = A\rho' g\, d_K \sqrt{\frac{\bar{\tau}_0}{\rho}}\,\frac{\bar{u}_{g_0}}{\bar{u}}\,,$$

în care

$$A=\frac{2}{3}\ \frac{C}{B}\ \mu\, b\, P.$$

Autorul trece apoi, în partea a treia a studiului, la analiza variaţiei diametrelor caracteristice, funcţie de mărimile hidraulice şi determină diametrul echivalent, adică diametrul materialelor uniforme care ar fi dat acelaşi debit solid cu amestecul.

In sfîrşit, autorul aplică teoria precedentă în estimarea cantităţii de material tărît de Dunăre în anul mediu la Bratislava.

Metoda pare la un prim aspect să înlăture factorul empiric care intervine în toate studiile de aluviuni. Totuşi, aceşti factori mai dăinuie sub diferite forme în formulele expuse. Pe de altă parte, metoda este foarte complexă şi greu de aplicat în practică fiind extrem de laborioasă. In plus, utilizarea ei propune existenţa unor studii foarte sistematice asupra granulometriei materialelor şi a supracaracteristicilor hidraulice în punctul care interesează: în cazul lipsei acestor studii ea este imposibil de utilizat.

Pompa Jabsco cu amorsare proprie.

(După: „Sanitäre Technik", nr. 4, 1956).

Pompa tip Jabsco, de concepţie americană, este adecvată pentru multiple folosinţe şi se bucură de calităţi esenţiale.

Această pompă are o funcţionare foarte simplă (fig. 1). Un rotor construit din neopren (material plastic foarte rezistent la încovoiere repetată, uzură şi coroziune) captează în camerele dintre paletele o cantitate de lichid sosită pe conducta de aspiraţie, pe care o împinge în conducta de refulare cînd paletele flexibile sînt încovoiate pe rînd în dreptul unei plăci de comprimare aşezată la partea superioară a carcasei pompei.

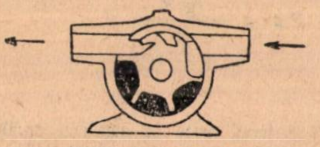


Fig. 1.

Pompa Jabsco se amorsează de la o adîncime de 4,50 m ,iar în regim poate aspira de la 7,50 m.

Dintre calităţile acestui tip ingenios de maşină hidraulică, cităm:

— construcţie simplă şi demontare rapidă;

— gabarit foarte redus:

— evitarea zgomotului prin aceea că sînt înlăturate frecările între metale;

— rezistenţă mare la agenţi chimici;

— varietate de tipuri după puterea şi turaţia motorului folosit la pompa respectivă; limitele de debit sînt, de exemplu, 50 şi 5 400 l/h.

Astfel de pompe sînt utilizate în foarte multe domenii ale hidrotehnicii, şi anume: scoaterea apei din subsoluri şi golirea rezervoarelor sau a bazinelor, alimentarea cazanelor, ca pompe de circulaţie, evacuarea apelor fecalvide şi cu nămol etc.

Mărunţitor pentru folosinţe industriale.

(După: „Sanitäre Technik", nr. 4, 1956).

Modul rapid, igienic şi comod în care sînt îndepărtate direct în canalizare resturile de bucătărie după trecerea prin mărunţitoare, a făcut ca aceste aparate să fie extinse şi la marile bucătării ale hotelurilor, restaurantelor, spitalelor, sanatoriilor, cantinelor, mănăstirilor etc.

Firma „Alexanderwerk" a pus la îndemîna consumatorilor un astfel de mărunţitor de capacitate mărită, ale cărui elemente şi al cărui mod de funcţionare sînt următoarele:

Un schelet metalic de înălţimea unei mese de bucătărie susţine un bazin din metal uşor în care sînt vărsate resturile. Bazinul este prevăzut cu o deschidere şi un dop. După vărsarea resturilor se dă drumul la apă din reţea prin intermediul unui racord cu diametrul de 3/4". Sub bazin este montat un motor de 2,5 kW, care acţionează mecanismul de mărunţire constituit din piese rezistente la uzură. După diluarea resturilor se dă drumul la motor şi se scoate dopul bazinului. Materialul trece prin mărunţitor într-un bazin rezervor situat dedesubt şi prevăzut cu scurgere în canalizarea clădirii, racordul făcîndu-se prin intermediul unui sifon $Dn = 70$ mm.

Mărunţitorul se aşază lîngă un robinet de apă $Dn = 1/2$" folosit pentru spălarea bazinului şi a rezervorului.

Prin folosirea acestor aparate se evită definitiv inconvenientele depozitării la gunoi a resturilor de bucătărie. Mărunţitoarele pătrund din ce în ce mai mult în practica gospodăriilor mici şi mari moderne. Ele au un singur dezavantaj: mărirea volumului de fermentare al instalaţiilor de epurare.

Modelul electric al unui rîu.

(După: „Przeglad Elektrotechniczny", nr. 7, 1955).

Autorul pleacă de la constatarea că metodele de calcul referitoare la mişcarea nepermanentă a apei în albii deschise se bazează pe rezolvarea ecuaţiilor diferenţiale ale lui Saint-Vernant, a căror integrare dă dificultăţi metodice. Sistemul de ecuaţii la care ajunge autorul este:

$$-\frac{\partial z}{\partial s}=\frac{1}{K^2\ a\,\omega^2}\ q^2+\frac{1}{g\omega}\ \frac{\partial q}{\partial t};$$

$$-\frac{\partial q}{\partial s}=\frac{\partial \omega}{\partial h}\ \frac{\partial z}{\partial t}\cdot$$

Pe de altă parte, autorul consideră ecuaţiile unei linii electrice lungi:

$$-\frac{\partial U}{\partial s}=R\,(J)\cdot J+L\,(J)\,\frac{\partial J}{\partial t};$$

$$-\frac{\partial J}{\partial s}=C\,(U)\,\frac{\partial U}{\partial t}\cdot$$

Pe baza acestor ecuaţii se pot stabili următoarele analogii între mărimile hidraulice şi cele electrice:

Tensiunea $U \sim gz$

Intensitatea $J \sim \rho q$

Rezistenţa $R \sim \frac{\rho}{g}\ \frac{q}{\omega^2\, aK^2}$

Inductanţa $L \sim \frac{1}{\rho\omega}$

Capacitatea $C \sim \frac{\rho}{g}\ \frac{\partial\omega}{\partial h}$

Viteza undei $W=\frac{1}{\sqrt{LG}} \sim U=\frac{1}{\sqrt{\frac{1}{\rho\omega}\ \frac{\rho}{g}\ \frac{\partial\omega}{\partial h}}}$

Rezistenţa undei $S=\sqrt{\frac{L}{C}} \sim \sigma=\sqrt{\frac{1}{\rho\omega}\ \frac{g}{\rho}\ \frac{\partial h}{\partial\omega}}\cdot$

In urma discuţiei acestor analogii, autorul ajunge la următoarele concluzii:

— modelul electric al unui rîu va fi un circuit electric cu parametri variabili;

— modelul electric al rîului poate rezolva următoarele probleme:

1) scurgerea şi transformarea unei unde de apă;

2) influenţa deversorilor asupra scurgerii apei;

3) scurgerea apei pe diferiţi afluenţi ai rîului principal;

4) determinarea curbelor de remuu.

Construcţiile hidrotehnhice în R. P. Albania.
(După: „Mélyépitéstudományi Szemle", nr. 3, 1956).

Rîurile din R. P. Albania curg, în general, de la est la vest, vărsîndu-se în Marea Adriatică. Lacurile mai mari din R. P. Albania sînd Ohrida şi Prespa, situate la cota 696 respectiv 853 m.d.n.M.A.*).

Construcţiile hidrotehnice mai importante realizate în anii puterii populare sînt:

— Un sistem de irigaţie pentru cca. 7 000 ha care derivă apa din rîul Skumbin cu un debit de 7 m³/s. Canalul principal are o lungime de 30 km; el traversează de mai multe ori valea rîului cu aşa numitele poduri canal de diferite deschideri. Construcţia (400 000 m³ terasamente) s-a făcut exclusiv cu mijloace manuale.

— Stăvilarul din apropierea oraşului Berat care are două deschideri de 3 m cu stavile plane metalice şi 11 deschideri a 5 m prevăzute cu ace. El permite derivarea unui debit capabil pentru irigaţii a 3 000 ha.

— Stăvilarul pentru irigarea regiunii Myzeg situat pe rîul Semeni, care se compune din 3 stăvilare tip segment şi din 11 deschideri a 2 m cu ace. Stăvilarul este construit în partea dreaptă a albiei rîului, care are un caracter net torenţial. Din partea dreaptă porneşte şi canalul principal care după o porţiune de 300 m trece printr-un tunel de 700 m lungime.

— Stăvilarul din cîmpia Myzeg situat în apropierea oraşelor Levan şi Fieri, apa fiind derivată din rîul Vjora cu un canal principal de irigaţie avînd capacitatea de 15 m³/s. O parte din suprafaţa irigabilă, cca. 5 000 ha, poate fi udată numai cu apă pompată (cu ajutorul unei staţii de pompare situată la cca. 30 km de la stăvilar. Lărgimea canalului la fund este de 5,0—3,2 m cu o pantă medie de 0,3‰. Adîncimea apei este de cca. 1,8 m. Această aducţiune este parţial prevăzută cu placaj de beton din cauza terenului permeabil. Intreţinerea este dificilă din cauza materialului care cade de pe versant în canal. Intrucît rîul Vjora precum şi cîţiva afluenţi ai lui sînt caracterizaţi printr-un regim de pronunţată torenţialitate, urmează să fie amenajaţi în aşa fel încît efectul de eroziune şi degradare a terenurilor în bazinele de recepţie să fie redus.

Una din cele mai productive cîmpii este cea de la Zadrima la sud de oraşul Skodra, cel de al doilea oraş după mărime în R. P. Albania. Ridicarea productivităţii acestei regiuni se poate obţine numai prin rezolvarea complexă a problemelor hidrotehnice care se pun aici şi anume în legătură cu rîul Drin, Gjadri şi Bojana. Drinul în această regiune şi-a creat un al doilea curs pe o lungime de cca. 10 km cu o albie majoră lată, avînd în unele sectoare chiar cca. 0,5 km. Rîul Bojana care izvorăşte din lacul Scutari are posibilităţi de scurgere mărginite. Astfel, pe malul lacului Scutari s-a dezvoltat o vegetaţie atît de abundentă încît îngreunează foarte mult navigaţia pe lac. De aceea, importanţa problemelor hidrotehnice în această regiune a fost recunoscută de oamenii de specialitate din R. P. Albania şi rezolvarea lor constituie una din problemele principale actuale.

Afară de problemele hidrotehnice amintite mai sus în legătură cu hidroamelioraţiile, cele hidroenergetice ocupă un rol important în dezvoltarea generală economică a acestei ţări. Potenţialul hidroenergetic este favorizat prin faptul că majoritatea rîurilor au o cădere relativ mare din cauza distanţei mici dintre izvorul lor, graniţa de est a ţării şi malul Mării Adriatice. Deşi bazinele de recepţie nu sînt prea mari, totuşi debitele sînt apreciabile întrucît precipitaţiile în regiunile muntoase sînt relativ mari.

Cea mai importantă hidrocentrală este uzina „V. I. Lenin", în apropierea oraşului Tirana, lîngă Slibo, cu un debit care variază între 0,3 şi 1,2 m³/s. Aducţiunea constă dintr-un tunel betonat şi din conducte subterane metalice în lungime de 20 km, constituită din două fire cu diametru de 600 mm, grosimea tolei metalice fiind de 20 mm. Conducta forţată pe o lungime de 400 m cu o cădere brută de 630 m, conduce apa la cele două turbine Pelton avînd fiecare o putere de 3 700 CP. Energia produsă de uzină este transportată la tensiunea de 35 kW la Tirana şi Durazzo. După ieşirea din turbine, apa este folosită pentru alimentarea oraşului Tirana. Uzina hidroelectrică este aproape complet automatizată.

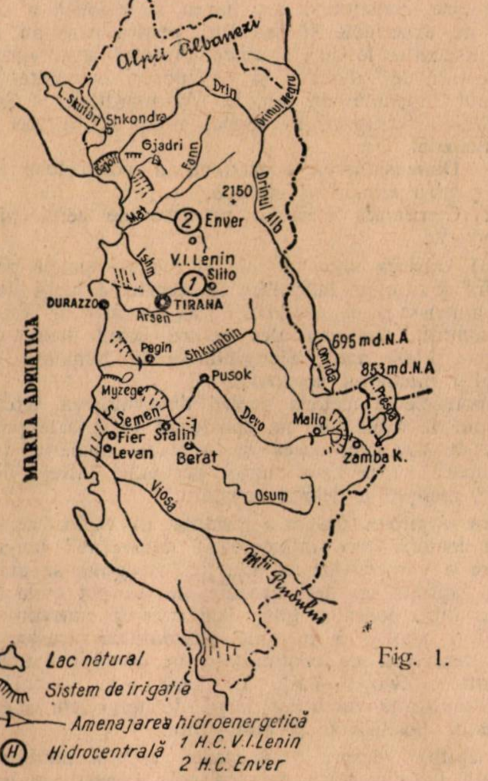


Fig. 1.

A doua mare centrală hidroelectrică care actualmente este în curs de construcţie este uzina Enver, care se construieşte pe rîul Mati. Barajul va avea o lungime la coronament de 240 m şi o înălţime de 57 m. Puterea totală a celor 4 turbine Francis va fi de 22 000 kW. Volumul total de beton va fi de cca. 200 000 m³. Din cauza variaţiilor bruşte ale debitului rîului, au fost necesare lucrări speciale pentru trecerea unui debit maxim catastrofal de 1 500 m³/s prin locul unde se desfăşoară organizarea şantierului. Mai trebuie menţionat că pe lîngă multe alte multiple mecanizări ale şantierului există şi o fabrică de beton complet automatizată, precum şi o macara funicular pentru betonarea barajului.

Din punct de vedere hidroenergetic mai sînt importante următoarele cursuri de apă:

— Rîul Skumbini, care în aval de oraşul Elbasa are o cădere de 50 m, de la cota 70 la 20 m d.n.M.A. La debitul de 12 m³/s în perioada apelor minime, puterea care s-ar putea obţine în acest sector ar fi de 5 000 kW.

— Rîul Devoli, care pare să fie alimentat şi din lacul Prespa şi Ohrida, are o cădere de 650 m pe o lungime de 80 km (de la oraşul Maliq pînă la Pusok). In partea inferioară, pe o lungime de cca. 25 km, căderea rîului este de 59 m. In regiunea localităţii Pusok, chiar în perioada apelor mici, debitul este de cca. 15 m³/s. Energia totală folosită ajunge pînă la 40 000 CP.

— Rîul Drin, care izvorăşte din lacul Ohrida are un debit mediu anual de cca. 22 m³/s (în timpul verii 18 m³/s, în timpul iernii 33 ms³/). La debitul de 18 m³/s, puterea folosibilă este de cca. 20 000 CP. Posibilităţile de amenajări hidroenergetice mai există şi în aval de Brub la confluenţa între Drin, Drinul Alb şi Drinul Negru într-un sector care se întinde pînă în cîmpia Zadrima.

Principalele lucrări hidroameliorative cît şi hidroenergetice sînt reprezentate în fig. 1.

---

*) d.n.M.A. — deasupra nivelului Mării Adriatice.

Recenzii

W. Gandenberger: Despre construcţia economică şi sigură în exploatare a aducţiunilor lungi de apă, Ed. Oldenburg-München, 1957.

Cartea se adresează inginerilor proiectanţi şi de exploatare, constituind rezumarea sistematică a unui lung şir de experienţe şi cercetări pentru care au fost puse la dispoziţie fonduri speciale. Autorul a întreprins aceste cercetări de laborator şi pe lucrări executate, împreună şi sub îndemnul dr. ing. E. Marquardt de la Şcoala Politehnică Stuttgart, în scopul rezolvării a trei probleme principale:

1) Dimensionarea economică a conductelor de aducţie pentru alimentări cu apă.

2) Cercetarea efectelor produse de aerul pătruns în conducte.

3) Găsirea unor formule şi metode simple pentru calculul loviturilor hidraulice în conducte lungi de aducţie.

Dimensionarea economică a conductelor este tratată amănunţit, dar mai ales pentru cazul diametrelor mari (peste 1 000 mm), ajungîndu-se la formulele cunoscute pentru diametrul economic.

Ipotezele şi metoda pentru determinarea debitului economic de exploatare nu epuizează însă toate posibilităţile ca, de exemplu, aceea de a varia numărul de ore de pompare pe zi de-a lungul perioadei întregi de exploatare, menţinînd debitul constant.

La capitolul despre siguranţa în exploatare, se arată toţi factorii care influenţează defavorabil buna funcţionare a conductelor de aducţie, atrăgîndu-se atenţia asupra faptului că deşi avariile nu se pot evita cu 100% siguranţă, posedăm totuşi azi destule cunoştinţe şi posibilităţi pentru a menţine exploatarea acestor conducte cu maximum de continuitate în condiţii optime de exploatare. Scopul cărţii de faţă este tocmai aducerea la cunoştinţa cercurilor largi de tehnicieni specialişti, a acestor posibilităţi şi cunoştinţe.

Capitolul despre comportarea aerului pătruns în conductă fie din afară, fie din cel antrenat de apă, arată rezultatele unor experienţe de laborator cu tuburi de sticlă şi oţel, precum şi al unor experienţe pe teren la scară mare.

Foarte preţioase pentru practică sînt concluziile trase asupra influenţei acumulărilor locale de aer în porţiunile înalte ale conductelor de aducţie, unde originea anumitor fenomene de scădere a debitului nu erau clare pînă acum.

Mai ales condiţiile de umplere a conductelor şi de dezaerisire la puncte înalte sînt tratate astfel, încît cu formulele şi curbele experimentale date, tehnicienii se pot orienta uşor luînd măsuri eficace pentru prevenirea loviturilor hidraulice care fără aceste măsuri pot atinge valori periculoase.

De asemenea, este tratată pe larg problema loviturilor hidraulice în conductele lungi de aducţie, provocate fie de închiderea unor vane pe conductă, fie de clapete la pompe.

Recomandările date la sfîrşitul cărţii pentru luarea măsurilor necesare măririi considerabile a siguranţei în exploatarea conductelor de aducţie, fie ele cu cădere liberă fie cu pompare, sînt extrem de preţioase şi, în cea mai mare parte, necunoscute de tehnicienii specialişti în acest domeniu.

Tot materialul bogat al cărţii este prezentat în 207 pagini cu 186 figuri — după o scurtă introducere principială şi istorică — în două capitole mari cu 11 secţiuni cu următoarele titluri:

Cap. B. Dimensionarea economică a conductelor lungi de aducţie:
— Consumatori
— Teritoriul surselor şi traseul conductei
— Moduri de exploatare a conductelor de aducţie
— Diametrul economic.

Cap. C. Proiectarea conductelor de aducţie în vederea obţinerii siguranţei în exploatare:
— Materialul de construcţie
— Coroziunea
— Transportul şi montajul
— Comportarea aerului în conductă
— Influenţa aerului asupra presiunilor în conductă
— Influenţa aerului asupra oscilaţiilor dinamice ale presiunilor provocate de schimbările de viteză ale scurgerii apei
— Oscilaţii ale presiunilor şi prevenirea lor.

In anexă se află un bogat material de figuri, fotografii după experienţe de laborator şi diagrame de calcul.

Ing. *A. MELZER*

H. Schlichtung: Teoria stratului limită, Karlsruhe 1951 (apărută şi în limba rusă în editura „Inos").

Lucrarea este închinată în special problemelor teorici stratului limită ce se formează în curgerile fluidelor necompresibile. Problemele stratului limită în curgerile fluidelor compresibile sînt dezvoltate mai puţin. Interesul pe care-l prezintă cartea, atît pentru oamenii de ştiinţă care se ocupă cu problemele hidrodinamicii şi aerodinamicii, cît şi pentru inginerii care lucrează în domeniul construcţiei de avioane, maşini hidraulice şi nave, este foarte mare. Ea le pune la dispoziţie o serie de rezultate teoretice şi experimentale obţinute în statele occidentale, şi în special în Germania, în timpul celui de-al doilea război mondial şi considerate secrete.

Problemele sînt expuse cu claritate, la nivel ingineresc şi cu exemplificări numeroase, demonstrînd rezultatele interesante ce se pot obţine pe baza îmbinării teoriei cu practica. De fapt, aşa cum arată şi autorul în introducere, în cadrul lucrării se face încercarea de a se aduce pe un drum comun disciplina empirică a hidraulicii şi ştiinţa teoretică a hidrodinamicii, cu ajutorul teoriei stratului limită.

Cartea este împărţită în patru părţi, care cuprind în total 24 capitole.

Prima parte (capitolele I—VI) este închinată ecuaţiilor Navier-Stokes. Deducerea acestor ecuaţii se face într-un mod interesant, folosindu-se o analogie cu legea lui Hooke. Se analizează apoi proprietăţile generale ale acestor ecuaţii pentru valorile limită ale numărului *Re*. Se studiază apoi cazurile în care se pot obţine soluţii foarte exacte ale ecuaţiilor Navier-Stokes.

Partea a doua (capitolele VII—XV) tratează problema stratului limită laminar. Autorul, după ce stabileşte ecuaţiile stratului limită în mişcarea paralel plană (cu aplicaţie la curgerea în jurul unei plăcuţe), trece la analiza proprietăţilor lor generale şi a soluţiilor exacte posibile. Se stabilesc apoi ecuaţiile stratului limită axial simetric şi tridimensional. Interesantă este expunerea unor metode de rezolvare aproximativă a ecuaţiilor stratului limită în regim laminar, prezentîndu-se totodată o comparaţie între rezultatele soluţiilor exacte şi a celor aproximative.

Penultimul capitol al acestei părţi se ocupă de problema stratului limită termic în mişcarea laminară. In ultimul capitol al părţii a doua se face o scurtă trecere în revistă a rezultatelor teoretice şi experimentale obţinute în problemele stratului limită în cazul curgerii laminare a fluidelor compresibile.

Partea a treia (capitolele XVI—XVII) este dedicată fenomenului trecerii de la forma de curgere laminară la cea turbulentă. Autorul a avut o contribuţie importantă în clarificarea acestei probleme. El consideră că „actualmente, după eforturi îndelungate, s-a reuşit să se obţină în acest domeniu rezultate teoretice, care corespund de minune cu experienţele şi permit să se considere clarificat, în ceea ce priveşte laturile fundamentale, procesul trecerii de la forma laminară la cea turbulentă în interiorul stratului limită".

Partea a patra (capitolele XVIII—XXIV) se ocupă de problemele stratului limită turbulent. Primele două capitole sînt închinate aspectelor teoretice experimentale şi teoriilor semiempirice ale curgerii turbulente în general. In capitolul următor se expun problemele curgerii în conducte. Este de remarcat că sînt studiate şi conductele cu forme necirculare (dreptunghiulare, triunghiulare). După ce în capitolul XXI se studiază curgerea în jurul unei plăcuţe, în capitolul următor este examinat stratul limită turbulent cu gradient de presiune, problemă foarte importantă în aeronautică şi în construcţia de maşini hidraulice. In capitolul XXIII, autorul analizează aşa-numita turbulenţă liberă (curgerea nelimitată de pereţi solizi), cu aplicaţii la jeturi şi grătare. Ultimul capitol se ocupă de rezistenţa de profil, expunîndu-se metodele experimentale ale lui Betz şi Jones, cum şi cele teoretice elaborate de Pretsch, Squire şi Young.

Deşi problemele scurgerii turbulente şi ale stratului limită turbulent au făcut obiectul unor cercetări teoretice şi experimentale de mare amploare, după cum arată şi autorul, pînă în prezent nu există o teorie completă a acestei probleme. Insă expunerea de ansamblu a rezultatelor obţinute pînă în prezent este foarte utilă, dată fiind vastitatea materialului bibliografic acumulat pînă în prezent. In legătură cu aceasta remarcăm că lucrarea cuprinde în afara unei bibliografii generale, foarte numeroase referinţe bibliografice pentru fiecare dintre problemele tratate.

Ediţia în limba rusă completează bibliografia cu referinţe complete la lucrările de specialitate sovietice.

Ing. *S. SOLOMON*

Dr. V. Boldaktov, Cand. O. V. Andreev: **Treceri pe sub poduri**, Avtotransizdat, Moscova, 1956.

Volumul este împărţit în două părţi: treceri pe sub poduri mari şi treceri pe sub poduri mici.

In primul capitol autorii se ocupă de studiile necesare lucrărilor de acest gen. In acest capitol sînt tratate problemele de studiu ale variantelor de cercetări pe teren, în care autorii se opresc în special la observaţiile hidrotermice şi prelucrarea lor, cum şi la cercetări asupra morfologiei albiei. Un paragraf special este dedicat preciziei de calcul şi a modului de utilizare a materialelor.

După acest capitol, care poate fi considerat introductiv, autorii analizează calculele hidrologice. După o analiză amănunţită a metodelor de calcul direct al debitelor maxime cu diferite asigurări şi a formei undei de viitură precum şi a domeniului de valabilitate a metodelor expuse, autorii se opresc asupra unor probleme speciale, ca: problema coturilor bruşte ale rîurilor şi a distribuţiei debitelor şi variaţiei nivelului în secţiune transversală, problema curbelor de remuu şi a utilizării observaţiilor asupra remuului la trecerea pe sub poduri şi, în sfîrşit, problema evacuărilor secundare sub ramblee.

Capitolul al treilea este în întregime consacrat calculului deschiderii podului. Intîi autorii studiază şi clarifică rîurile după tipurile de procese morfologice ale albiei şi a scurgerii apei pe sub pod. Apoi se indică metodele de calcul al capacităţii de scurgere a podului şi se analizează problema eroziunilor locale la pilele podurilor. Autorii acordă o atenţie specială studiului diferitelor forme de pile de pod. In ultima parte se analizează problema podurilor aşezate în apropierea unor baraje mici.

Problema construcţiilor de regularizare face obiectul capitolului următor. După un studiu al influenţei construcţiilor de regularizare asupra scurgerii, autorii se ocupă de diferitele tipuri de asemenea construcţii, precum şi de construcţiile de apărare a malurilor şi de apărare a pilelor podului contra eroziunilor.

Ultimul capitol al primei părţi se ocupă de stabilirea schemei podului şi de diferite probleme speciale, ca: navigaţia pe sub poduri, spargegheţurile, pantele şi curbele podurilor, trasarea podurilor, capacitatea de trafic a podurilor cu modurile de acces şi arhitectura podurilor. In sfîrşit, se mai studiază tipuri speciale de bacuri, poduri plutitoare, treceri peste ghiaţă şi tunele subfluviale. In toate aceste analize se dau numeroase exemple de poduri executate. Este foarte interesant de menţionat că printre podurile analizate se află şi „Podul Prieteniei" peste Dunăre.

Partea a doua este dedicată trecerilor pe sub poduri mici. Primul capitol al acestei părţi se ocupă de determinarea debitelor prin metode indirecte, trecînd în revistă întîi formele empirice existente şi apoi metodele de determinare a debitului şi undei de viitură din datele meteorologice asupra precipitaţiilor şi topirii zăpezilor. In ultimele paragrafe autorii analizează problema ridicării nivelului apei şi a creării unui remuu datorită diferitelor construcţii.

In ultimul capitol autorii se ocupă de calculul deschiderii lucrărilor mici şi de apărarea lor împotriva eroziunilor. Se dau metodele de dimensionare a podeţelor tubulare în diferite condiţii hidraulice de scurgere, se analizează în mod amănunţit problema eroziunilor, a calculului acestora şi a metodelor de prevenire prin diferite forme de disipatori de energie.

Intregul volum cuprinde numeroase tabele cu date numerice, necesare aplicării practice a metodelor expuse.

Volumul reprezintă un îndreptar preţios pentru inginerii care se ocupă de studiul hidraulic al podurilor, putînd servi direct în dimensionarea deschiderii podurilor şi în proiectarea construcţiilor de regularizare. Numeroasele tabele şi exemplele de calcul lămuresc problemele care se pot ivi în practică şi uşurează înţelegerea metodelor expuse.

Materialul prezentat este bine sistematizat după mersul calculelor de proiectare. Totuşi, ar fi fost poate mai normală gruparea părţii de calcul al debitelor maxime într-o singură parte, indicîndu-se domeniile de utilizare a metodei directe şi indirecte şi apoi tratarea trecerii propriu-zise pe sub poduri.

Ing. *A. FILOTI*

Raportul de activitate al Institutului de cercetare pentru gospodărirea apelor din R.P.U. pe anul 1955, Ed. Tehnică, Budapesta, 1956.

Raportul reprezintă o dare de seamă de 324 pagini cu 125 de figuri, care reflectă în linii mari activitatea de cercetare, încercare şi în parte de proiectare hidrologică-hidrotehnică. Materialul publicat cuprinde diverse probleme, care se pot considera şi la noi la ordinea zilei. In acest extras se vor arăta numai cîteva din problemele mai arzătoare, pentru uşurarea documentaţiei cercetătorilor şi proiectanţilor noştri.

Din numărul impresionant de publicaţii al institutului atragem atenţia tehnicienilor asupra „Atlasului hidrologic" şi „Bibliografiei hidrologice".

In partea hidrografică şi hidrometrică se remarcă creşterea numărului limnigrafelor la 20 buc şi a puţurilor de apă subterane la 2 068. Aplicarea aparatului Echograf a promovat foarte mult posibilităţile ridicărilor hidrotopografice sub nivelul apei. Aparatul şi folosirea lui sînt detaliat descrise.

Un rezultat remarcabil s-a obţinut prin compararea rezultatelor din calcul, model şi realitate la trecerea apei prin deschideri în lucrări de artă, unde influenţa stăvilarelor nu urmăreşte în mod vizibil rezultatele obţinute prin formule uzuale şi chiar şi modelul prezintă abateri apreciabile de la realitate. Laboratoarele noastre hidrotehnice ar trebui să examineze şi ele probleme de acest gen.

Un capitol interesant este şi problema prevederii nivelelor subterane de apă, care va putea fi combinat cu problema generală a infiltraţiilor. O dezvoltare interesantă a luat metoda construirii şi calculării puţurilor cu drenuri radiale, pentru care s-a dezvoltat o întreagă teorie nouă.

Intr-un articol separat se cercetează influenţa irigaţiilor asupra apei subterane, pentru evitarea influenţelor defavorabile în timp a irigaţiilor. Alt articol dă metoda cercetărilor de gospodărirea apelor în orezăriile dintre Dunăre şi Tisa.

Calitatea apelor a fost cercetată în peste 1 400 cazuri în mod complet. S-a stabilit calitatea apelor folosibile pentru irigații, precum și capacitatea apelor curgătoare pentru primirea de ape uzate, luînd în considerare și autoepurarea apelor.

Două articole dezvoltă metodele de verificare a instalațiilor de epurare a apelor și tratarea apelor impurificate cu cianuri.

Secția gospodăririi apelor publică în caiete hidrologice date legate de: 1 — bazinele hidrologice ale rîurilor din R.P.U.; 2 — hidrometeorologie; condițiile de temperatură și evaporație și parțial precipitații medii ale bazinelor din R.P.U. S-au elaborat graficele auxiliare pentru prevederea nivelelor, cu ajutorul datelor hidrologice și meteorologice cunoscute și metoda de prevedere a fost verificată pe 100 unde de viituri trecute.

S-a cercetat capacitatea de acumulare în albia Dunării, folosind rezultatele pentru prevederea nivelelor.

Nivelele rîului Hernád pe sectorul lui din R.P.U. precum și descrierea hidrologică a Dunării superioare din R.P.U. prezintă interes prin studiile și datele publicate relativ la mișcarea pînzei subterane de apă, care pot fi utile în diverse probleme de infiltrații.

Din punct de vedere teoretic prezintă un interes deosebit coeficientul de stabilitate a albiei, proporțional cu reciprocul numărului lui Froude, avînd diverse aplicații la cercetări pe modele. Un articol separat se mai ocupă cu folosirea izotopilor în hidrologia apelor subterane.

Un interes mai mult local prezintă cercetarea aluvionării brațului Dunării de la Soroksár și cercetările pe model la recircularea apei de răcire la o uzină termoelectrică. Este de reținut totuși detaliul de modelare al bazinelor de aspirație a pompelor.

Revista are pentru fiecare articol un extras în cel puțin două limbi străine (rusa, germana, franceza sau engleza), ceea ce ușurează orientarea. Lucrarea a apărut în 1 100 exemplare.

Ing. *A. LANTOȘ*

* * * : **Lexiconul Tehnic Romîn** vol. I, Elaborare nouă, Editura tehnică (1957) București, 548 pagini, lei 115.

Față de dezvoltarea în țara noastră a numeroase ramuri de producție noi, de amplificare și adîncire a celor vechi, de îndreptarea cîmpului interesului tehnic spre noi sectoare ale economiei naționale, Asociația Științifică a Inginerilor și Tehnicienilor din Republica Populară Romînă (A.S.I.T.), a scos de sub tipar vol. I al unei noi elaborări a LEXICONULUI TEHNIC ROMÎN.

Mult mai amplă ca prima elaborare adîncindu-se informația tehnică a materialului documentar din diferitele domenii ale tehnicii și subordonînd explicarea sensului termenilor de specialitate legăturilor generale dintre aceștia în cadrul disciplinei respective, această elaborare a LEXICONULUI TEHNIC ROMÎN este de fapt o lucrare cu totul nouă ,care face numai relativ mici împrumuturi din materialul primei ediții a Lexiconului.

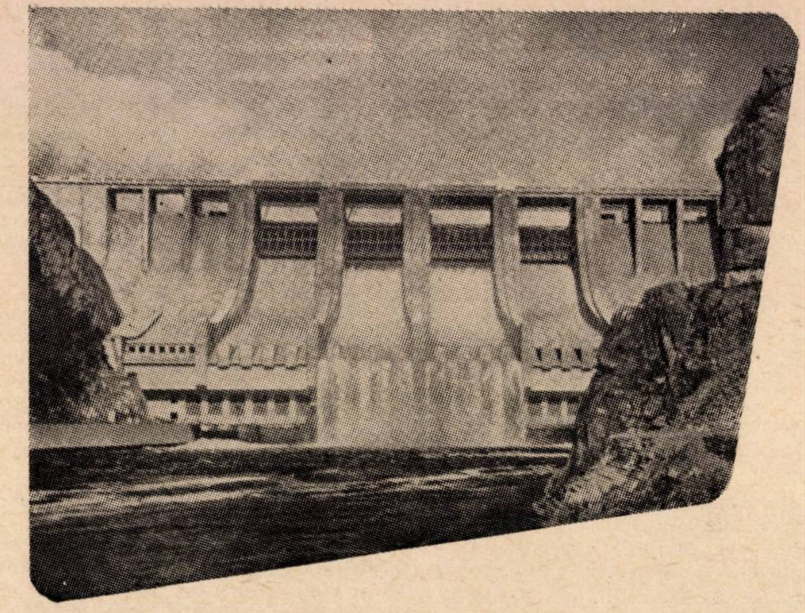
Lucrarea are deci, prin amploarea și documentația ei, caracterul unei adevărate enciclopedii tehnice, în care s-a considerat mai potrivit să se păstreze organizarea după cuvinte directoare alfabetizate.

Vol. I conține circa 4 260 termeni directori (evidențiați cu caractere grase sau semigrase), circa 620 termeni explicați în text și 816 figuri.

„REVISTA HIDROTEHNICA“, organ al Asociației Științifice a Inginerilor și Tehnicienilor din R.P.R. — Redacția : București, Str. Ion Ghica Nr. 3, Raion Tudor Vladimirescu, Telefon : 3.07.30 — 3.57.28 — Administrația și Casieria : Calea Victoriei, Nr. 118, Raion I. V. Stalin — Revista este editată de A.S.I.T. — Abonamentele se primesc la sediile filialelor și subfilialelor A.S.I.T. din întreaga țară precum și prin responsabilii cu presa din cercurile A.S.I.T. — Instituțiile pot achita abonamentele pentru biblioteci și cabinete tehnice în contul nostru de virament : Consiliul Central A.S.I.T. 071.012 B.R.P.R. Filiala I. V. Stalin, București. — Tarif pentru întreprinderi : lei 96 anual ; — Tarif pentru muncitori, tehnicieni și ingineri : lei 30 anual ; — Prețul unui exemplar : lei 5.

I. P. 2, c. 1132

Országos [illegible] Könyvtár TULAJDONA



Prima expoziție industrială cehoslovacă în Republica Populară Romînă

Țara noastră a găzduit la București între 9 și 30 mai a. c. prima și cea mai mare expoziție a industriei Cehoslovace, în cadrul căreia, produsele au fost expuse pe o suprafață de aproximativ 5 000 m^2.

Expoziția a demonstrat încă o dată puterea industriei și capacitatea mașinilor cehoslovace, la fel ca și posibilitatea lărgirii și adîncirii relațiilor economice și comerciale dintre ambele țări prietene, dovadă a tăriei și unității țărilor de democrație populară în frunte cu U.R.S.S., în lupta lor comună pentru pace și o viață îmbelșugată.

În cadrul expoziției au fost prezentate în special produse ale industriei constructoare de mașini. Un loc de frunte l-au ocupat mașinile-unelte, motoarele Diesel, pompele cu diverse destinații, mașinile pentru construcții, instalațiile electrotehnice etc.

Pentru hidrotehnicieni, în afara celor de mai sus un interes mare l-a prezentat macheta barajului de la Slapy care este cel mai mare baraj construit pînă în prezent în Cehoslovacia.

Explicațiile date de un grup de tehnicieni cehoslovaci cît și posibilitatea examinării în mers a unui număr însemnat de mașini expuse au întregit complexul bogat și variat al exponatelor acestei expoziții.

Reproducem în figurile alăturate macheta barajului din Slapy realizată fidel la scara 1:50 și pompe de apă pentru interese industriale în lucru.

Hidrocentrala din Slapy are trei turbine Kaplan cu cîte opt palete. Fiecare turbină are o putere maximă de cîte 53 600 kW. Datele de construcție sînt:

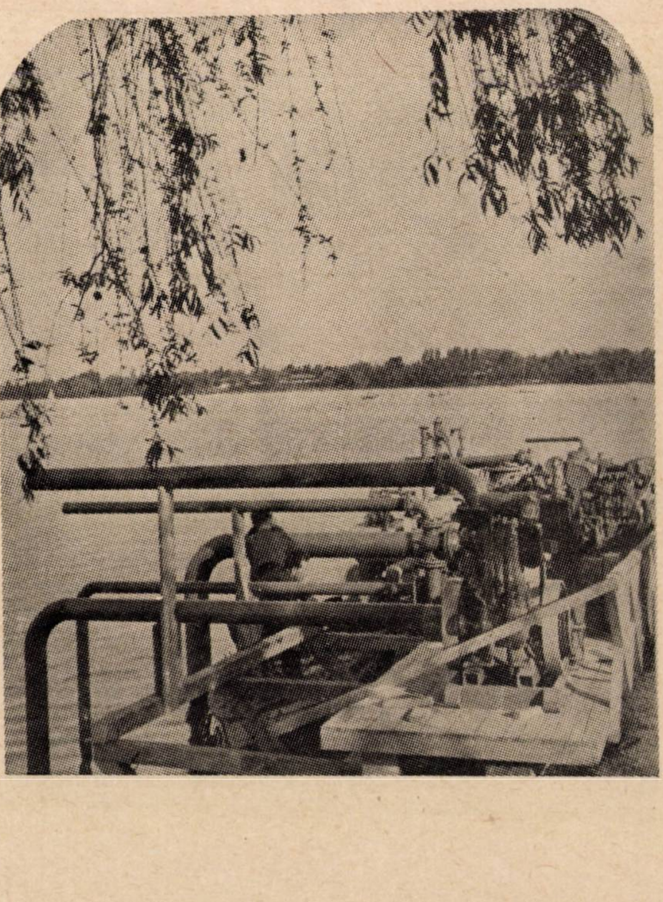
$H=56$ m, $Q=100$ m^3/s, $n=230{,}8$ rot/min.

Expoziția Republicii Cehoslovace, țară vecină și prietenă cu o veche tradiție industrială, a demonstrat totodată gradul avansat de dezvoltare socialistă atît a industriei grele constructoare de mașini etc., cît și a industriei bunurilor de consum.

Pe piața internațională sînt tot mai mult solicitate produsele și mașinile industriei socialiste cehoslovace care se impun prin calitatea lor, marca fabricii reprezentînd o garanție, care învinge cu succes acerba concurență a țărilor din Occident.

Expoziția s-a bucurat de un remarcabil succes, numărul deosebit de mare al vizitatorilor din Capitală și provincie demonstrînd interesul viu pe care l-a reprezentat expoziția în rîndul oamenilor muncii, a inginerilor și tehnicienilor din țara noastră.

Conferințele tehnice organizate în cadrul expoziției, cît și filmele documentare și artistice prezentate, au constituit un minunat prilej de cunoaștere a specificului tehnic de muncă al Republicii Cehoslovace și un mijloc de promovare a schimbului de experiență al tehnicienilor și inginerilor noștri cu cei din țara vecină.



Lei 5

E 1687
KAT

HIDROTEHNICA

ORGAN AL ASOCIAŢIEI ŞTIINŢIFICE A INGINERILOR ŞI TEHNICIENILOR DIN R. P. R.

Institut. de Documentare Tehnică
BUCUREŞTI
ОБМЕН - CSERE
VYMENA - WYMIANA
TAUSCH - СМЕНА

4

iulie-august

AMENAJAREA ŞI GOSPODĂRIREA APELOR • AMELIORAŢII • HIDROENERGETICA • CĂI NAVIGABILE ŞI PORTURI • ALIMENTĂRI CU APĂ CANALIZĂRI

1957

ANUL II
1957

HIDROTEHNICA

Nr. 4
iulie-august

ORGAN AL ASOCIAȚIEI ȘTIINȚIFICE A INGINERILOR ȘI TEHNICIENILOR DIN R. P. R.

COMITETUL DE REDACȚIE

Prof. dr. ing. **C. Mateescu** redactor responsabil, prof. dr. ing. **A. Bărglăzan**, prof. ing. **V. Blidaru**, conf. ing. **J. Boisnard**, conf. ing. **D. Cioc**, conf. ing. **Al. Diaconu**, prof. ing. **I. M. Gheorghiu**, conf. ing. candidat în șt. tehn. **M. Kahan**, ing. **M. Lateș**, prof. ing. **H. Lehr**, conf. ing. **I. Manoliu**, conf. ing. **A. Melzer**, prof. ing. **P. Nicolau**, prof. dr. ing. **D. Pavel**, conf. ing. **R. Prișcu**, conf. ing. **P. Trofin**, ing. **P. Wisner**, ing. **E. Zaharescu**

SUMAR

* * * 23 August 147

* * * Rezoluția Congresului al II-lea al Asociației Științifice a Inginerilor și Tehnicienilor din R.P.R. 148

* * * Consiliul Central ales de al II-lea Congres A.S.I.T. 151

C. MATEESCU, I. VLADIMIRESCU și J. BOISNARD: Considerații generale privind economia apelor în Republica Populară Romînă 152

V. COTOVU: Diguri portuare pe coasta romînească 165

M. KAHAN și S. HINCU: Studiul fenomenelor hidraulice în curenți de aer . 174

A. ARVANITOPOL, L. CARAIANI și R. MINDRU: Calculul infiltrației prin diguirile de pămînt omogen, în regim nestaționar 179

A. ȘTEFANESCU: Dimensionarea instalației de hidrofor 183

E. ZAHARESCU: Cu privire la ocolirea punctului singular în calculul capacității portante a fundațiilor rigide 188

DOCUMENTARE 191

Clișeul de pe copertă reprezintă barajul construit pe rîul Argeș la Ogrezeni

Országos Műszaki Könyvtár TULAJDONA

СОДЕРЖАНИЕ

23 Августа
Hidrotehnica, II (1957) nr. 4 стр. 147

Резолюция II Конгресса Научного Инженерно-Технического Общества
Hidrotehnica, II (1957) nr. 4 стр. 148

Д.К. 626.80.551.49

Mateescu C., Vladimirescu I. şi Boisnard I.: **Водное хозяйство в Румынской Народной Республике**
Hidrotehnica, II (1957) nr. 4 стр. 152

Дается общий обзор водного хозяйства в РНР. Представляемые данные являются результатом деятельности кружков АСИТ по специальности, пополненные документацией и проведенными авторами исследованиями.

Д.К. 627.514.2/.3 (R)

Cotovu V.: **Портовые молы на румынском побережьи**
Hidrotehnica, II (1957) nr. 4 стр. 165

Исследуется действие бурь и мятелей, большого волнения и льдов на большие портовые молы, сооруженные на румынском побережьи, с профилем в форме откоса и с различным составом сечения в зависимости от глубины.

Д.К. 627.131

Kahan M. şi Hîncu S.: **Исследование гидравлических явлений в воздушных течениях**
Hidrotehnica, II (1957) nr. 4 стр. 174

Описывается новый способ моделирования гидротехнических сооружений в воздушных течениях и излагаются современные обоснования в практике гидравлических исследований, которые можно привести в пользу применения воздушных течений при моделировании гидротехнических сооружений.

Д. К. 627.823.46

Arvanitopol N., Caraiani L. şi Mîndru R.: **Расчет инфильтрации через однородные земляные плотины при нестационарном режиме**
Hidrotehnica, II (1957) nr. 4 стр. 179

Указываются недостатки существующих методов для данного расчета и приводится расчетный метод, основанный на распределении во времени скоростей у основания плотины и на ограничении их наибольшей допускаемой скоростью.

Д. К. 628.122

Ştefănescu A.: **Расчет гидрофорной установки**
Hidrotehnica, II (1957) nr. 4 стр. 183

Описывается оригинальный метод расчета гидрофорной установки, основанный на минимальном теоретическим объеме, определяемом в зависимости от конструкции установленного насоса, высоты водяного столба и расположения пневматического резервуара.

Д.К. 624.15.046

Zaharescu E.: **По вопросу обхода нулевой точки при расчете несущей способности жестких оснований.**
Hidrotehnica, II (1957) nr. 4 стр. 188

Предлагается обобщение расчетного метода Горбунова-Посадова для обхода нулевой точки при расчете несущей способности плоских жестких оснований на сыпучих массивах.

Документация стр. 191

INHALTSVERZEICHNIS

23. August
Hidrotehnica, II (1957) H. 4, S. 147

Beschluss des 2-ten Kongresses des Wissenschaftlichen Verbands der Ingenieure und Techniker (A.S.I.T.).
Hidrotehnica, II (1957) H. 4, S. 148.

Der vom 2. A.S.I.T.-Kongresse erwählte Zentralrat.
Hidrotehnica, II (1957) H. 4, S. 151.

DK 626.80 : 551.49.
Mateescu C., Vladimirescu I. und Boisnard J.: **Die Gewässerwirtschaft in der Rumänischen Volksrepublik.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 4, S. 152.

Es werden die Probleme der Gewässerwirtschaft in der R.V.R. in ihrer Gesamtheit dargelegt. Die benutzten Angaben stellen das Ergebnis der Facharbeit der A.S.I.T.-Kreise, vervollständigt mit der Dokumentierung und den Studien der Verfasser, dar.

DK 627.514.2/3 (R)
Cotovu V.: **Hafendämme an der rumänischen Meeresküste.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 4, S. 165.

Es wird die Auswirkung gewisser Stürme und Wirbelwinde mit aussergewöhnlichen Wellen und Eisblokken auf einen an der rumänischen Küste erbauten grossangelegten Hafendamm mit abgeschrägtem (Böschungs-) Profil und wechselnder Anordnung je nach den Wassertiefen, näher geprüft.

DK 627.131.
Kahan M. und Hîncu S.: **Beitrag zur Untersuchung der in den Luftströmungen stattfindenden hydraulischen Erscheinungen.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 4, S. 174

Es wird eine neue Modelliermethode der hydrotechnischen Bauwerke in Luftströmen vorgeführt und die zur Zeit in der Praxis der hydraulischen Forschung vorliegenden Begründungen, die als Beleg zur Verwertung der Luftströmungen bei der Modellierung von hydrotechnischen Bauten angeführt werden können, dargelegt.

DK 627.823.46.
Arvanitopol N., Caraiani L. und Mîndru R.: **Die Berechnung der Einsickerung durch Dämme aus homogener Erde, in nichtstationärem Betriebsregime.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 4, S. 179.

Es werden die Nachteile der derzeitigen Rechenmethoden gezeigt und eine, auf die zeitliche Verteilung der Geschwindigkeiten am Fundament des Damms und auf die Eingrenzung dieser Geschwindigkeiten auf die höchstzulässige Geschwindigkeit, K, beruhende Methode angegeben.

DK 628.122.
Ştefănescu A.: **Die Bemessung der Hydrophoranlage.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 4, S. 183.

Es wird eine originelle Rechenmethode zur Bemessung der Hydrophoranlage gezeigt, welche auf dem theoretischen Mindestvolumen beruht, das in Abhängigkeit des eingesetzten Pumpentyps, der Pumphöhe und der Ansatzstelle des pneumatischen Behälters ermittelt wurde.

DK 624.15.046.
Zaharescu E.: **Über die Umgehung des Singularpunktes bei der Berechnung der Tragfähigkeit der starren Gründungen.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 4, S. 183.

Es wird eine Verallgemeinerung der Rechenmethode Gorbunov-Posadov vorgeschlagen zum Ausweichen des Singularpunktes bei der Ausrechnung der Tragfähigkeit der starren flachen Fundierungen auf nichtbindigen starken Grundmauern.

Dokumentierung, S. 191.

SOMMAIRE

23 Août
Hidrotehnica, II (1957) no. 4, p. 147.

La résolution du II-e Congrès de l'Association Scientifique des Ingénieurs et des Techniciens — A.S.I.T.
Hidrotehnica, II (1957) no. 4, p. 148.

Le Conseil Central élu par le 2-e Congrès de l'A.S.I.T.
Hidrotehnica II (1957) no. 4, p. 151

CD 626.80 : 551.49.
Mateescu C., Vladimirescu I. et Boisnard J.: **Considerations générales sur l'Economie des eaux dans la République Populaire Roumaine.**
Hidrotehnica, II (1957) no 4, p. 152.

On expose dans l'ensemble les problèmes de l'Economie des eaux dans la R.P.R. Les données utilisées constituent le résultat de l'activité des Cercles A.S.I.T. de spécialité, complétées par la documentation et les études propres des auteurs.

CD 627.514.2/3 (R)
Cotovu V.: **Les digues portuaires sur la côte roumaine.**
Hirotehnica, II (1957) no 4, p. 165.

On étudie l'effet des tempêtes et des tourbillons à vagues et glaces exceptionnelles sur une digue portuaire de grande envergure, construite sur la côte roumaine, à profil en talus et à constitution variable selon les profondeurs.

CD 627.131.
Kahan M. et Hîncu S.: **Etude sur les phénomènes hydrauliques dans les courants d'air.**
Hidrotehnica, II (1957) no 4, p. 174.

On présente une nouvelle méthode de modelage des constructions hydrotechniques dans des courants d'air et l'on expose les preuves existantes actuellement dans la pratique de la recherche hydraulique, que l'on peut apporter à l'appui de l'usage des courants d'air dans le modelage des constructions hydrotechniques.

CD 627.823.46.
Arvanitopol N., Caraiani L. et Mîndru R.: **Le calcul de l'infiltration à travers les digues en terre homogène, dans un régime non-stationnaire.**
Hidrotehnica, II (1957) no 4, p. 179.

On montre les inconvénients des méthodes actuelles concernant ce calcul et l'on donne une méthode de calcul basée sur la répartition dans le temps des vitesses à la base de la digue et sur la limitation de ces vitesses à la vitesse maximum admissible, K.

CD 628.122.
Ştefănescu A.: **La détermination des dimensions de l'installation du hydrophore.**
Hidrotehnica, II (1957) no 4, p. 183.

On présente une méthode originale de calcul pour déterminer les dimensions de l'installation du hydrophore, basée sur le volume théoriquement minimum, établi en fonction du type de la pompe installée, de la hauteur de pompage et de l'emplacement du réservoir pneumatique.

CD 624.15.046.
Zaharescu E.: **Au sujet des moyens d'éviter le point singulier dans le calcul de la capacité portante des fondations rigides.**
Hidrotehnica, II (1957) no 4, p. 188.

L'auteur propose la généralisation de la méthode de calcul Gorbunov-Posadov pour éviter le point singulier dans le calcul de la capacité portante des fondations planes rigides sur des massifs non-cohésifs.

Documentation, p. 191.

CONTENTS

23rd August

Hidrotehnica, II (1957) no. 4, p. 1947.

Resolution of the second Congress of the Scientific Association of Engineers and Technicians — A.S.I.T.
Hidrotehnica, II (1957) no. 4, p. 148.

The Central Council elected by the second A.S.I.T.-Congress.
Hidrotehnica, II (1957) no. 4, 151.

DC 626.80 : 551.49.
Mateescu C., Vladimirescu I. and Boisnard J.: **General considerations about the water economics in the Roumanian People's Republic.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 4. p. 152.

The problems of water economics in the R.P.R. are exposed in ensemble. The utilized data are representing the result of the activities of the technical A.S.I.T. Circles, completed with the authors' own documentation and studies.

DC 627.514.2/3 (R)
Cotovu V.: **Harbour jetties on Roumanian shore.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 4, p. 165.

The influence of certain gales and snow-drifts with exceptional billows and blocks of ice upon a large scale harbour, constructed on the Roumanian shore, with slope profile and variable disposition according to the different depths.

DC 627.131.
Kahan M. and Hîncu S.: **Research into the hydraulic phenomena in currents of air.**
Hidroethnica, II (1957) no. 4, p. 174.

A new method for modelling hydrotechnical constructions in currents of air is presented and the today existing reasons in the hydraulic research practice, which can be brought in support of the utilization of currents of air in modelling hydrotechnical constructions are displayed.

DC 627.823.46.
Arvanitopol N., Caraiani L. and Mîndru R.: **Calculus of seepage through jetties of homogenous earth in unstationery régime.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 4, p. 179.

The disadvantages of the actual methodes for this calculus are shown and it is given a method of calculation, based on the repartition in time of speeds at the dam base and on limiting these speeds to the maximum admissible speed, K.

DC 28.122.
Ştefănescu A.: **Determination of the hydrophore plant dimensions.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 4, p. 193.

An original calculating method for determining hydrophore plant dimensions, based on the theoretically smallest volume, established in function of the installed pump type, of pumping height and of the pneumatic reservoir site is exposed.

DC 624.15.046.
Zaharescu E.: **About the avoidance of the singular point in calculating bearing capacity of rigid foundations.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 4, p. 188.

A generalization of the Gorbunov-Posadov calculating method is proposed in order to avoid the singular point in determining the bearing capacity of rigid plane foundations on non-cohesive massives.

Documentation, p. 191.

23 August

La 23 August poporul romîn sărbătorește cea de-a 13-a aniversare a eliberării Romîniei de sub jugul fascist.

Cotitura istorică făurită la 23 August 1944, — cînd, în condițiile înaintării victorioase a trupelor armate sovietice eliberatoare, Partidul Comunist organizează insurecția armată, răstoarnă dictatura antonesciană, scoate țara din războiul de jaf antisovietic și o alătură coaliției antihitleriste, — reprezintă pentru țara noastră prima filă a unui început de viață nouă, de mari schimbări politice și sociale, pe calea clădirii unei noi orînduiri cu adevărat democratice.

Condusă de partid, clasa muncitoare aliată cu țărănimea muncitoare, urmînd îndeaproape experiența sovietică și călăuzită fiind de învățătura marxist-leninistă, a obținut zi de zi succese tot mai însemnate, în opera de construire a socialismului în Republica Populară Romînă.

Istoria acestor 13 ani, ce-au trecut de la eliberarea patriei noastre, confirmă pe deplin justețea drumului pe care Partidul Muncitoresc Romîn conduce poporul nostru în lupta de făurire a industrializării țării, de transformare socialistă a agriculturii, de făurire a economiei socialiste unitare, pentru clădirea unei vieți noi, descătușate de exploatare.

Succesele deosebite obținute la sfîrșitul primului plan cincinal au reprezentat o bază temeinică pentru trecerea la cel de-al doilea plan cincinal în cadrul căruia economia noastră națională înregistrează astăzi o dezvoltare rapidă a cărei chezășie este elanul nou, constructiv, ce însuflețește întregul nostru popor muncitor.

Documentele Congresului al II-lea al P.M.R. ca și toate celelalte documente de directivă elaborate de către partid și guvern, fac ca țara noastră, dintr-o țară agricolă, înapoiată, să se transforme prin munca hotărîtă a maselor muncitoare, în frunte cu clasa muncitoare, într-o țară industrială dezvoltată și puternică.

În acest an poporul nostru sărbătorește ziua de 23 August în condițiile unui continuu avînt al economiei naționale pe plan intern, iar pe plan extern în condițiile succeselor continue obținute de forțele păcii și democrației.

Sub conducerea partidelor comuniste și muncitorești, strîns unite prin voința lor fermă de a menține pacea, popoarele lumii luptă hotărît împotriva primejdiei unui nou război. În fruntea acestei lupte stă marea Uniune Sovietică și țările de democrație populară, în rîndul cărora se numără și Republica Populară Romînă, consecventă luptătoare și apărătoare a păcii.

Însuflețiți de lupta pentru pace, dînd viață hotărîrilor partidului și guvernului, în rîndul milioanelor de constructori ai socialismului din țara noastră se numără și inginerii și tehnicienii hidrotehnicieni ce lucrează în problemele de amenajare și gospodărire a apelor, de ameliorații, hidroenergetică, căi navigabile și porturi, alimentări cu apă, canalizări etc.

Cu mult avînt ei luptă pentru realizarea principalelor sarcini ce le revin în cadrul acestui cincinal, printre care enumerăm cîteva: întocmirea la zi a cadastrului apelor; amenajarea integrală și folosirea completă a cursurilor de apă, rectificarea și stabilizarea albiilor cursurilor de apă, combaterea inundațiilor, protecția calității apelor, întocmirea și traducerea în viață a planurilor anuale și de perspectivă, a studiilor și proiectelor hidrotehnice etc.

Plenara Comitetului Central al Partidului Muncitoresc Romîn, din 27—29 decembrie 1956, a adoptat o serie de hotărîri, care au determinat avîntul sporit cu care astăzi oamenii muncii luptă pentru ridicarea producției industriale și agricole, pentru îmbunătățirea continuă a activității în toate ramurile vieții economice. Pe linia lichidării rămînerii în urmă a agriculturii și a făuririi economiei socialiste unitare, hidrotehnicienii noștri trebuie să realizeze o mai bună cunoaștere și folosire a condițiilor hidrologice, să asigure o rațională folosire și stăpînire a resurselor de apă, pentru irigarea terenurilor agricole și salvarea unor întinse suprafețe arabile de sub acțiunea apelor.

Dacă înainte de 23 august 1944 problemele hidrotehnicii se realizau sporadic, acordîndu-li-se o importanță unilaterală, astăzi, în regimul de democrație populară, s-au creat, în cadrul economiei noastre planificate, condiții nemai cunoscute în istoria țării noastre, cu ajutorul cărora, apele — aceste mari resurse naturale — ocupă locul cuvenit în refacerea și dezvoltarea continuă a economiei Republicii Populare Romîne.

Realizările importante cu care hidrotehnicienii din țara noastră întîmpină în acest an ziua de 23 August, măreața noastră sărbătoare națională, trebuie să reprezinte și pe viitor, un stimulent continuu în dezvoltarea cu succes a tuturor problemelor hidrotehnice, ce decurg din necesitățile economiei noastre naționale.

Rezoluţia Congresului al II-lea al Asociaţiei Ştiinţifice a Inginerilor şi Tehnicienilor din R. P. R.

CONGRESUL al II-lea al Asociaţiei Ştiinţifice a Inginerilor şi Tehnicienilor din R.P.R. întrunit în Bucureşti între 29 mai şi 1 iunie 1957, făcînd bilanţul activităţii Asociaţiei de la primul Congres ASIT, constată că Asociaţia, îndrumată de partid, şi-a dezvoltat mult activitatea şi a reuşit să atragă şi să ajute intelectualitatea tehnică a ţării în lupta pentru construirea economiei socialiste.

Congresul constată cu satisfacţie, că prin aderarea Societăţii Ştiinţelor Agricole „I. V. Miciurin", Asociaţia cuprinde în rîndurile ei inginerii şi tehnicienii din toate ramurile de activitate.

Preocupîndu-se de ridicarea productivităţii muncii, îmbunătăţirea calităţii produselor şi scăderea preţului de cost, Asociaţia şi-a desfăşurat activitatea sa tehnico-ştiinţifică îndeosebi în direcţia introducerii tehnicii noi şi a organizării ştiinţifice a producţiei.

In acest scop, Asociaţia urmărind ridicarea nivelului tehnico-ştiinţific al inginerilor şi tehnicienilor, a desfăşurat o însemnată activitate editorială prin publicarea Lexiconului Tehnic Romîn, a unui număr de 16 reviste de specialitate editate în colaborare cu ministerele economice, a gazetei „Tehnica Nouă" şi a altor lucrări tehnico-ştiinţifice, precum şi o activitate largă de conferinţe, cursuri, schimburi de experienţă etc.

Intre formele de activitate folosite de Asociaţie în vederea perfecţionării producţiei, de o mare însemnătate s-au dovedit consfătuirile asupra celor mai importante probleme tehnico-ştiinţifice ale economiei industriale şi agricole, organizate în întreprinderi pe regiuni şi pe ramuri de specialitate.

Legăturile de colaborare între Asociaţie şi sindicate au dus la sprijinirea activităţii inovatoare în întreprinderi şi la ridicarea calificării maiştrilor şi muncitorilor. S-au obţinut de asemenea rezultate pozitive, în urma asistenţei tehnice acordate întreprinderilor pentru rezolvarea problemelor tehnice ridicate de activitatea productivă.

Asociaţia s-a afirmat ca exponent al opiniei intelectualităţii tehnice în problemele tehnico-ştiinţifice ale economiei naţionale. In acelaşi timp, stabilind legătura cu asociaţii similare din străinătate, ea a înlesnit contacte colegiale cu ingineri şi tehnicieni din mai multe ţări, schimburi de publicaţii şi aduce un aport tot mai simţit la colaborarea tehnico-ştiinţifică internaţională.

I

CONGRESUL apreciază activitatea Asociaţiei ca pozitivă.

Congresul însărcinează Consiliul Central ASIT să dezvolte activitatea de organizare a importantelor forţe creatoare ale inginerilor şi tehnicienilor ţării, pentru a spori contribuţia lor la rezolvarea problemelor tehnico-ştiinţifice ale construcţiei economiei socialiste.

In acest scop, Congresul cere Consiliului Central, filialelor şi cercurilor Asociaţiei Ştiinţifice a Inginerilor şi Tehnicienilor, să-şi îndrepte atenţia îndeosebi spre introducerea şi extinderea tehnicii noi, organizarea ştiinţifică a producţiei, îmbunătăţirea pregătirii şi a justei folosiri a cadrelor tehnice.

A. CU PRIVIRE LA INTRODUCEREA TEHNICII NOI

1. Să se dezvolte în întreprinderi cercetarea tehnico-ştiinţifică legată de activitatea productivă a acestora. Să recomande ministerelor şi organelor de conducere a întreprinderilor organizarea şi dotarea laboratoarelor, astfel încît să se poată face cercetările necesare pe plan local şi să se poată urmări calitatea producţiei.

Secţiile de specialitate din Consiliul Central, filialele şi cercurile ASIT, să mobilizeze pe ingineri şi tehnicieni pentru introducerea în producţie a soluţiilor stabilite de institutele de cercetări tehnico-ştiinţifice.

2. Membrii ASIT care lucrează în domeniul proiectării sînt chemaţi să dea o atenţie deosebită folosirii documentaţiei celei mai noi din ţară şi străinătate, pentru a găsi soluţiile cele mai economice proiectelor din diversele ramuri ale economiei.

Trebuie ca utilajele şi construcţiile să aibă greutăţi proprii mai mici, să fie mai economice, să asigure randamente mari şi să poată fi realizate în termen cît mai scurt.

In scopul micşorării greutăţii utilajelor şi agregatelor pentru industrie, construcţie, transporturi şi agricultură, cît şi în vederea unei raţionale utilizări a metalului, să se studieze posibilităţile utilizării pe scară cît mai largă a laminatelor adecvate din oţeluri de calitate, a metalelor uşoare şi a maselor plastice, ca înlocuitori de metale. In construcţie să se folosească materiale cu greutăţi speciale mici, elemente de construcţie prefabricate, iar spaţiul construit să fie folosit la maximum.

Să se dea toată atenţia tipizării, scurtării timpului de proiectare şi ieftinirii proiectării.

3. O preocupare deosebită a cercurilor ASIT trebuie să o constituie studierea utilizării raţionale a materialelor şi energiei în sensul continuei micşorări a consumurilor specifice de materiale, combustibil şi energie de toate categoriile, precum şi al utilizării cît mai complete a surselor energetice locale.

4. Să se studieze prin secţiile de specialitate şi prin cercurile ASIT posibilităţile de modernizare a utilajelor şi agregatelor existente în întreprinderi, în scopul eliminării locurilor înguste, creşterii capacităţilor de producţie, precum şi a îmbunătăţirii indicilor de utilizare.

5. In vederea măririi productivităţii muncii şi a micşorării continue a volumului muncilor manuale, secţiile de specialitate şi cercurile ASIT să studieze posibilitatea de mecanizare a muncilor grele, a muncilor auxiliare şi folosirea cît mai largă a micii mecanizări, apelînd atît la fondurile proprii cît şi la creditele financiare pe termen scurt.

6. Cercurile ASIT din întreprinderi să-şi îndrepte atenţia şi să studieze perfecţionarea continuă a tehnologiei în scopul micşorării consumurilor specifice, al unei mai juste utilizări a materiilor prime şi al scăderii continue a preţului de cost. De pildă, să se dea toată atenţia metodelor care măresc vitezele de lucru şi acelora care reclamă o pregătire atentă fizico-chimico-mecanică a materiilor prime folosite în diversele procese de producţie.

Membrii ASIT să dea toată atenţia procedeelor tehnologice moderne, pentru ca acestea să fie introduse cu toată îndrăzneala la locul de muncă.

Este necesar, de asemenea, să se intensifice controlul tehnic calitativ în scopul îmbunătăţirii calităţii produselor, evitării celor de calitate inferioară şi a rebuturilor.

7. Asociaţia prin secţiile de specialitate să colaboreze cu institutele de cercetări ale Academiei R.P.R. şi ale departamentelor, cu institutele de învăţămînt superior, ca şi cu celelalte instituţii de specialitate din ţară şi din străinătate la folosirea sistematică în diferite ramuri de producţie a cuceririlor celor mai noi ale ştiinţei şi tehnicii, cum sînt izotopii radioactivi, semiconductoarele etc.

Asupra acestor probleme Asociaţia să pună la dispoziţia membrilor săi documentaţia corespunzătoare.

8. Secţia Ştiinţelor Agricole „I. V. Miciurin" în colaborare şi cu sprijinul efectiv al tuturor celorlalte secţii de specialitate să găsească cele mai corespunzătoare soluţii în vederea ridicării continue a nivelului de mecanizare, electrificare şi chimizare a agriculturii, precum şi în vederea lichidării deficienţelor în aplicarea integrală a complexului de reguli agrotehnice la toate culturile; pe această bază să contribuie la generalizarea în producţie a metodelor agrotehnice celor mai înaintate.

De asemenea, să sprijine soluționarea problemelor pe care le ridică necesitatea extinderii continue a suprafețelor cultivabile prin lucrări de îndiguire și de desecare, a ridicării producției la hectar prin irigații, lucrări de prevenire și combatere a eroziunii solului, plantări de perdele forestiere de protecție a culturilor ș.a.

9. Asociația prin toate organizațiile sale trebuie să dea un sprijin puternic dezvoltării mișcării inovatorilor care constituie un stimulent puternic al progresului tehnic.

10. Pe lîngă celelalte forme de activitate, Asociația să dea o mai mare dezvoltare sesiunilor de referate tehnico-științifice în cercuri și filiale pentru problemele locale și în secțiile de specialitate ale Consiliului Central ASIT pentru probleme de interes republican.

B. CU PRIVIRE LA ORGANIZAREA ȘTIINȚIFICA A PRODUCȚIEI

1. În activitatea Asociației să se pună un accent deosebit pe ridicarea continuă a nivelului activității pentru obținerea unei înalte eficiențe economice a producției.

Asociația trebuie să convingă pe membrii săi că orice nouă soluție tehnică a unei probleme poate fi considerată bună numai atunci cînd ea răspunde și cerințelor de natură economică. Cercurile ASIT trebuie să lupte pentru ca în activitatea membrilor Asociației să se înrădăcineze această preocupare.

2. Congresul consideră necesar să se înființeze la Consiliul Central și la filiale, comisii permanente de organizare și raționalizare a producției, care să se preocupe de măsurile organizatorice pentru ridicarea productivității muncii, precum și de problemele de planificare, evidență, statistică, în scopul îmbunătățirii și simplificării activității în acest domeniu.

3. Secțiile de specialitate să efectueze prin brigăzi de ingineri și tehnicieni anchete tehnice la întreprinderi, pe tema organizării raționale a producției. Rezultatele acestor anchete, prezentate în referate corespunzătoare, să fie supuse dezbaterii în consfătuiri la întreprinderile respective, cu participarea activă și largă a conducerii, a inginerilor și a tehnicienilor din întreprinderi.

În analiza organizării producției se va examina aplicarea justă a sectorizării fabricilor, a fluxurilor tehnologice și de materiale, circulația corectă a produselor între sectoare și evacuarea deșeurilor prin mecanizarea corespunzătoare; de asemenea se va urmări modul cum funcționează legăturile între sectoare și influența lor reciprocă în desfășurarea producției.

4. Cercurile, filialele și secțiile de specialitate ASIT să dea un puternic sprijin la studierea, stabilirea și introducerea în întreprinderi a procedeelor tehnologice corecte, ținînd seamă că o normare tehnică justă, din toate punctele de vedere, nu se poate realiza fără o tehnologie bine studiată în prealabil.

5. Cercurile ASIT să studieze posibilitățile și căile pentru o mai deplină utilizare a mașinilor și agregatelor propunînd măsuri atît pentru înbunătățirea acesteia, cît și pentru îmbunătățirea calității, reducerea prețului de cost și a timpului de execuție a reparațiilor.

6. Cercurile, filialele și secțiile de specialitate ASIT să contribuie în măsură mai largă la studierea cauzelor care împiedică aprovizionarea ritmică tehnico-materială și a mijloacelor de înlăturare a lor, precum și la stabilirea justă a stocurilor normate de materiale în condițiile sporirii vitezei de rotație a fondurilor de rulment și ale respectării termenelor de livrare planificate și convenite.

7. Filialele ASIT să acorde sprijinul lor industriei locale și gospodăriei comunale, în vederea lărgirii producției bazate pe resursele locale și îmbunătățirii serviciilor ce se prestează populației.

8. Pentru organizarea științifică a producției în agricultură, inginerii și tehnicienii să intensifice activitatea pentru dezvoltarea și consolidarea economică și organizatorică a sectorului socialist.

În același scop Congresul recomandă celor în drept:

— să intensifice lucrările de cadastrare și în special lucrările de măsurători în timpul cel mai scurt posibil, mobilizînd în acest scop un număr suficient de cadre tehnice și aplicînd metode noi, mai rapide, în ridicările topografice;

— să definitiveze lucrările de zonare a producției agricole, pentru o justă repartizare a culturilor agricole, a speciilor și raselor de animale pe teritoriul țării, precum și pentru aplicarea diferențiată a măsurilor agrotehnice, zootehnice și economice, în scopul obținerii producțiilor agricole sporite;

— să continue organizarea teritoriului agricol și introducerea asolamentelor în întreprinderile din sectorul socialist al agriculturii, în funcție de profilul lor de producție;

— să acorde întreaga atenție organizării științifice a creșterii animalelor, asigurîndu-se în primul rînd baza furajeră necesară.

9. Consiliul Central și filialele ASIT să mobilizeze inginerii și tehnicienii din întreprinderi pentru îmbunătățirea calității și lărgirea sortimentelor pentru export, punîndu-se accentul pe creșterea prestigiului mărcii de fabrică.

10. Folosind condițiile nou create prin măsurile luate pentru lărgirea competențelor sfaturilor populare și conducerilor întreprinderilor, cercurile ASIT, în colaborare cu sindicatele, trebuie să acționeze pentru aplicarea acestor măsuri împotriva metodelor birocratice de lucru prin care s-ar putea frîna deplina folosire a competențelor acordate.

C. CU PRIVIRE LA ÎMBUNĂTĂȚIREA PREGĂTIRII ȘI A JUSTEI FOLOSIRI A CADRELOR TEHNICE

1. În condițiile actuale ale avîntului rapid al științei și tehnicii mondiale și ale necesității introducerii în practică a noilor cuceriri, este necesară o documentare bună și operativă a inginerilor și tehnicienilor privind noile realizări ale gîndirii și creației tehnico-științifice din întreaga lume.

În acest scop este necesară continuarea și perfecționarea calitativă a activității editoriale ASIT. Publicațiile comune ale ministerelor economice și ale ASIT-ului trebuie să popularizeze în mod organizat cele mai bune realizări ale științei și tehnicii din țara noastră, din U.R.S.S., din țările de democrație populară, precum și din celelalte țări.

2. Asociația să organizeze cursuri pentru perfecționarea inginerilor și tehnicienilor, la care să se predea la un înalt nivel cunoștințe din domeniul tehnicii și științei, cît și al economiei.

3. Cercurile ASIT în colaborare cu sindicatele să contribuie la ridicarea nivelului tehnic al muncitorilor, maiștrilor și tehnicienilor din întreprinderi, știut fiind că tehnica nouă reclamă nu numai ingineri buni, ci și muncitori, maiștri și tehnicieni bine calificați, conștienți de rolul lor în producție.

4. Asociația să elaboreze propuneri privind buna folosire a cadrelor tehnico-inginerești, în vederea utilizării lor conform cu pregătirea și specializarea lor și nu în munci depărtate de specialitate.

De asemenea, Consiliul Central ASIT să se preocupe de condițiile de muncă și de stimulare materială și morală a inginerilor și tehnicienilor, sezisînd în acest scop organele de stat și sindicale.

5. Cercurile și secțiile de specialitate ASIT să găsească și să folosească metode potrivite pentru instruirea cadrelor de muncitori, tehnicieni și ingineri necesari deservirii instalațiilor automatizate în producție, acolo unde ele se vor realiza, precum și acelora care vor lucra cu izotopi radioactivi în producție.

6. O deosebită atenție în pregătirea de specialitate să se acorde de către Asociație inginerilor și tehnicienilor tineri din industrie, agricultură, construcții și transporturi care trebuie să devină cadre de nădejde ale economiei naționale cu o practică bogată, însoțită de o cultură tehnică temeinică.

7. Asociația să elaboreze propuneri pentru ridicarea nivelului de pregătire practică al studenților și al tinerilor ingineri în timpul stagiului lor în producție.

8. Se recomandă ca posturile libere de ingineri din institutele de cercetări, de proiectări, din laboratoare centrale, de la organele centrale din regiuni și capitală, să fie ocupate prin concurs după un stagiu de activitate nemijlocit în producție.

9. Se recomandă ca ASIT, în legătură cu sindicatele și organele competente, să organizeze excursii și călătorii de studii la întreprinderile fruntașe din țară și din străinătate, precum și la expozițiile organizate în țară sau în străinătate.

II

IN VEDEREA realizării sarcinilor importante ale construcției socialiste a economiei patriei noastre pe linia directivelor partidului și guvernului și ținînd seama de discuțiile purtate în acest Congres, răspunderi importante revin corpului nostru tehnic, detașament de frunte al intelectualității populare.

Inginerilor și tehnicienilor din siderurgie și industria constructoare de mașini le revin sarcini importante în etapa actuală a construcției socialiste în ceea ce privește producția de fonte și oțeluri de calitate superioară și înzestrarea ramurilor economiei naționale cu mașini și utilaje moderne de înaltă productivitate. Cercurile ASIT și secțiile de specialitate din filiale să colaboreze prin specialiștii lor mineri și siderurgi la îmbunătățirea extracției și pregătirii cărbunilor de cocsificare și la ameliorarea calității cocsului metalurgic, ținînd seamă de faptul că acest lucru condiționează sporirea producției noastre de oțel.

În acest scop se propune să se studieze oportunitatea înființării inspecției tehnice pentru cărbunii cocsificabili.

Inginerilor și tehnicienilor din industria energetică le revine sarcina să devanseze dezvoltarea capacității de producție de energie față de dezvoltarea altor ramuri ale economiei. Să se dea atenție folosirii la maximum a resurselor hidroenergetice din țara noastră.

Inginerii și tehnicienii din industria extractivă să folosească la maximum utilajul minier, să ușureze prin mecanizare munca minerilor și să mărească sistematic productivitatea, în scopul intensificării extracției de minereuri și cărbune.

Inginerii și tehnicienii din ramurile industriei chimice și petrolului să aducă un aport important în chimizarea petrolului, metanului și a gazelor de sondă, a stufului și a sării, pentru ca în etapa următoare să se producă cantități importante de fibre și fire sintetice, mase plastice, îngrășăminte, mijloace de combatere a dăunătorilor în agricultură, celuloză și hîrtie, în scopul dezvoltării celorlalte ramuri ale economiei.

Inginerii și tehnicienii din construcții și industria materialelor de construcție să depună eforturi pentru a mări volumul și a îmbunătăți calitatea materialelor de construcție, pentru a executa continuu lucrări de bună calitate, mai ieftine, care să fie date în funcțiune la termen.

Geologilor le revine sarcina ca prin metode moderne de prospecțiuni să contribuie neîncetat la sporirea rezervelor industrializabile de materii prime, petrol, metan, cărbune, minereuri.

Inginerii și tehnicienii din industria bunurilor de larg consum să folosească toate posibilitățile existente pentru a pune la dispoziția oamenilor muncii de la orașe și sate mărfuri mai bune, mai multe și mai ieftine.

Inginerii și tehnicienii din industria lemnului să dea o atenție deosebită obținerii de produse finite și semifinite cît mai valoroase din lemn introducînd metoda de industrializare avansată pentru a valorifica complet și a produce rațional și ieftin.

Inginerii și tehnicienii din agricultură și silvicultură să lupte pentru dezvoltarea continuă a acestor ramuri în scopul făuririi unui belșug de produse agro-alimentare și de materii prime agricole și silvice, gospodărind mai bine fondurile agricol și forestier.

Inginerilor și tehnicienilor din transporturi le revine sarcina de a moderniza mijloacele de transport și de a asigura circulația normală a mărfurilor și persoanelor în întreaga țară, contribuind astfel la desfășurarea ritmică a proceselor de producție.

Inginerii și tehnicienii din industria locală și sfaturile populare sînt chemați să contribuie la valorificarea cît mai completă și cît mai rațională a resurselor locale, contribuind astfel la creșterea fondului de materii prime și produse finite.

III

PENTRU continua îmbunătățire a muncii Asociației, Consiliul Central va trebui să țină seamă de următoarele:

— Activitatea de bază a Asociației desfășurîndu-se în cercurile ASIT, va trebui să se ducă o muncă susținută de întărire continuă a acestora, pentru ca ele să devină ajutoare prețioase în acțiunea de îmbunătățire a activității de producție. Împreună cu organizațiile sindicale, cercurile ASIT să se preocupe de reușita consfătuirilor de producție, să sprijine activitatea cabinetelor tehnice, mișcarea inovatorilor, precum și ridicarea nivelului de pregătire tehnică și economică a muncitorilor și maiștrilor.

— Consiliul Central ASIT să asigure o mai bună legătură și colaborare între secțiile sale de specialitate și între diferitele filiale. Pentru rezolvarea unor probleme complexe care interesează mai multe ramuri economice, Consiliul Central poate organiza comisii de specialiști din sînul secțiilor de specialitate de la Consiliul Central și de la filiale, cu caracter temporar sau permanent, care să studieze și să găsească soluții complete ce vor fi propuse organelor competente.

— În scopul ridicării continue a nivelului profesional al inginerilor și tehnicienilor și în scopul strîngerii legăturilor personale și a cunoașterii reciproce, Consiliul Central ASIT va lua măsuri pentru organizarea Casei Inginerului și Tehnicianului în București și alte centre.

— În vederea stimulării membrilor ASIT, se vor organiza concursuri cu premii pentru soluționarea unor probleme tehnice și economice de o importanță republicană și regională. În acest scop, Consiliul Central ASIT va face propuneri concrete departamentelor economice și Consiliului Central al Sindicatelor.

— În activitatea lui viitoare Consiliul Central ASIT să axeze planurile de muncă ale secțiilor de specialitate pe prevederile rezoluțiilor adoptate de delegați în ședintele de lucru pe secții.

CONGRESUL al II-lea al Asociației Științifice a Inginerilor și Tehnicienilor a dezbătut problemele fundamentale izvorîte din hotărîrile partidului și guvernului, care stau în fața intelectualității tehnice din tara noastră, și a stabilit măsuri pentru îndeplinirea lor.

Inginerii și tehnicienii se angajează ca alături de întregul popor muncitor să lupte și mai hotărît pentru traducerea în viață a programului de dezvoltare a economiei socialiste, în scopul ridicării nivelului de trai al oamenilor muncii din patria noastră.

Inginerii și tehnicienii își vor intensifica eforturile pentru folosirea tuturor cuceririlor tehnico-științifice, în scopul perfecționării continue a producției industriale și agricole.

Al II-lea Congres al Asociației Științifice a Inginerilor și Tehnicienilor cheamă întreaga intelectualitate tehnico-științifică din patria noastră să muncească fără preget pentru aplicarea în practică a hotărîrilor adoptate și să lupte neobosită pentru întărirea păcii în lume, pentru stabilirea unei înțelegeri depline între toate popoarele.

Consiliul Central ales la cel de-al II-lea Congres A. S. I. T.

29 mai — 1 iunie 1957

BIROUL CONSILIULUI CENTRAL A.S.I.T.

Acad. prof. ing. **Profiri Nicolae** — *Președinte*
Prof. ing. **Atanasiu Constantin** — *Vicepreședinte*
Prof. dr ing. **Bălan Ștefan** — *Vicepreședinte*
Prof. dr. ing. **Nădășan Ștefan** — *Vicepreședinte*
Prof. ing. **Priadcencu Alexandru** — *Vicepreședinte*
Ing. **Rusu Oliviu** — *Prim-secretar*
Ing. **Negoiță Constantin** — *Secretar*
Acad. prof. ing. **Carafoli Elie** — *Membru Birou*
Prof. dr. ing. **Crișan Silviu** — *Membru Birou*
Chim. **Drimuș Iosif** — *Membru Birou*
Prof. ing. **Grosu Ion** — *Membru Birou*
Ing. **Iliescu Mircea** — *Membru Birou*
Ing. **Mihai Marin** — *Membru Birou*
Popescu-Doreanu Nicolae — *Membru Birou*
Prof. dr. ing. **Răduleț Remus** — *Membru Birou*
Prof. ing. **Romanovici Alexandru** — *Membru Birou*
Stănescu Gheorghe — *Membru Birou*
Prof. dr ing. **Tănăsescu Tudor** — *Membru Birou*

DIN CONSILIU FAC PARTE:

Ing. *Andrași Iuliu*
Ing. *Avram Constantin*
Ing. *Biță Constantin*
Birligiu Nicolae
Ing. *Bogdan Radu*
Ing. *Boțan Nicolae*
Ing. *Brudașcă Vasile*
Ing. *Cahu Gelu*
Ing. *Chiriță Constantin*
Ing. *Chirițescu Alexandru*
Ing. *Constantinescu Gh.*
Ing. *Constantinescu N.*
Ing. *Covalschi Traian*
Ing. *Covaci Gheorghe*
Ing. *Croicu Dumitru*
Ing. *Curievici Ion*
Ing. *Divo Ion*
Ing. Drăgan Gheorghe
Dragnea Emilian
Ing. *Drogeanu Nicolae*
Ing. *Dumitrescu N.*
Ing. *Eliade Dinu*
Ing. *Filipovici Jiva*
Ing. *Florescu Ion*
Ing. *Florescu Mihail*
Acad. *Gheorghiu I. S.*
Ing. *Gheorghiu M. I.*
Ing. *Halunga Emil*
Ing. *Hodoș Nicolae*
Ing. *Horvath Atila*
Ing. *Horvath Ladislau*
Ing. *Iancu Horațiu*
Geolog *Ianovici Virgil*
Acad. *Ionescu-Sisești Gh.*
Ing. *Ionuț Vasile*
Ing. *Koncz Elena*
Lascu Ilie
Ing. *Lubenescu Dan*
Ing. *Luca Iacob*
Ing. *Lupu Petre*
Ing. *Marcovici C.*
Ing. *Manase Albert*
Ing. *Manoliu Mihai*
Acad. *Micloși Cornel*
Militaru Nicolae
Ing. *Moțoc D.*
Ing. *Negrescu Traian*
Acad. *Nenițescu C. D.*
Ing. *Nica Teodor*
Ing. *Niculescu Ion*
Ing. *Nisipeanu Ilie*
Ing. *Petrescu Gheorghe*
Ing. *Racoviță René*
Ing. *Rașeev Sergiu*
Ing. *Rigani Zoe*
Ing. *Roman Petre*
Ing. *Roth Ștefan*
Ing. *Rusanovschi Valeriu*
Ing. *Sirbescu Ion*
Ing. *Stancu Marin*
Ing. *Stănescu D.*
Ing. *Stoenescu Valeriu*
Ing. *Stoica Marius*
Stuparu Ion
Ing. *Tiberiu I.*
Ing. *Ulcenco Nichita*
Ing. *Vanci Gheorghe*
Ing. *Vișoiu Ion*

Considerații generale privind economia apelor în R. P. R. *)

Dr. ing. CR. MATEESCU, ing. I. VLADIMIRESCU și ing. J. BOISNARD

CZ 626.80:551.49

Probleme și preocupări referitoare la economia apei în Romînia au existat la proporțiile dezvoltării economico-sociale corespunzătoare timpului încă din secolul XIV-lea și cu deosebire în secolul al XVI-lea.

În acea epocă s-au construit în zona deluroasă a Moldovei numeroase iazuri prin baraje de pămînt cu retențiuni pînă la ordinul milioanelor de m³ fiecare, folosite în scopuri multiple cum ar fi pescuitul, udarea grădinilor sau acționarea roților de apă. Folosirea în scopuri mecanice a energiei hidraulice este și mai veche, probabil din vremea romanilor, cînd s-au construit unele instalații primitive pentru mori sau poate pentru concasarea minereurilor aurifere.

Au existat preocupări sporadice și în ceea ce privește navigația interioară, ideile conturîndu-se însă mai precis de abia către anul 1830 cînd se fac unele propuneri pentru navigabilizarea rîurilor mai importante, fără urmări practice însă.

Despre lucrări de importanță mai mare și studii în domeniul apelor nu se poate vorbi decît după anul 1880 cînd în Romînia, ca urmare a dobîndirii independenței sale, urmează o epocă de dezvoltare economică care durează pînă la primul război mondial. În acești 25 ani, s-au executat lucrări hidrotehnice pentru asigurarea navigației pe Dunăre și mare, cum sînt cele din Constanța, Brăila, Galați, Giurgiu, Turnu-Severin, la care o contribuție însemnată a avut-o ing. Anghel Saligny. S-au început indiguirile pe Dunăre și s-au întocmit primele studii temeinice privitoare la irigarea unor regiuni secetoase (ing. Al. Davidescu) și la amenajarea agropiscicolă a luncii și Deltei Dunării de prof. Gr. Antipa.

De asemenea primele proiecte importante de alimentare a orașelor s-au elaborat de ing. Elie Radu. Și în provinciile transcarpatice aparținînd pe acea vreme imperiului austro-ungar, apar realizări de acest fel, cum sînt lucrările de îmbunătățire a navigației pe Dunăre la Porțile de Fier, sistemele de ameliorații funciare din cîmpia de vest și unele uzini hidroelectrice. Reglementări în folosința apei s-au făcut în această perioadă la noi în țară numai pe Dunăre în legătură cu problemele de navigație a căror administrație era atribuită în parte Comisiunii Europene a Dunării.

O preocupare mai intensă în domeniul reglementării folosințelor apare de abia după primul război mondial cînd se concep legi într-un spirit mai înaintat, care tindeau să stimuleze lucrările de amenajare a apelor prin sistemul concesiunilor de Stat și prin proclamarea ca proprietate a statului a energiei hidraulice (legea din anul 1924 asupra regimului apelor și cea din anul 1930 asupra energiei). Rezultatele sînt însă slabe în special în domeniul folosințelor energetice. În domeniul celorlalte folosințe se remarcă totuși unele realizări cum sînt înzestrarea unei părți din orașele țării cu instalații de apă și canal, amenajarea cu bune rezultate a mai multor unități mari indiguite în lunca Dunării, amenajări portuare, piscicole și altele, lucrări la care au adus o contribuție importantă ing. D. Germani, V. Roșu, H. Theodoru. Numeroase studii ale inginerilor noștri hidrotehnicieni, apărute între anii 1925—1944, au arătat necesitatea unei organizații de stat a economiei apelor și a executării de lucrări mari cu folosințe complexe interesînd economia națională.

Bazele folosirii multilaterale a apelor se pun însă în mod organizat de abia după anul 1947 cînd începe epoca economiei planificate.

Realizările mai importane obținute în urma condițiilor noi, create în această epocă, precum și aspectele complexe pe care le prezintă problemele de economie a apelor în legătură cu factorii fizico-geografici și social-economici, se prezintă în cele ce urmează.

I. FACTORII CONDIȚIONALI AI ECONOMIEI APELOR SUB RAPORTUL FIZICO-GEOGRAFIC ȘI SOCIAL-ECONOMIC

1. Prezentarea fizico-geografică a resurselor hidraulice

Relief, climă, hidrografie. Încadrat în patrulaterul geografic de coordonate 21⁰—30⁰ longitudine și 43⁰—49⁰ latitudine, teritoriul Republicii Populare Romîne cu o suprafață de 237 730 km² face parte din zona climatului continental dominată de anticiclonul atlantic al Azorelor dinspre vest și de cel siberian dinspre nord-est.

Temperatura anuală atinge în medie 9,2⁰C, iar precipitațiile 660 mm.

În interiorul țării se creează diferențieri regionale datorite, în special, lanțului munților Carpați din mijlocul țării, care avînd înălțimi de peste 2 400 m constituie un obstacol în fața maselor de aer provenite din centrele de acțiune climatică arătate mai înainte.

Astfel se diferențiază în linii mari teritoriul podișului Transilvaniei cu temperatura medie de 8,5⁰C și precipitații în jurul a 600 mm și teritoriul de la est și sud-est de Carpați cu valori medii ale temperaturilor de 9,5⁰C și ale precipitaţiilor de 520 mm. În regiunea muntoasă pe ambii versanţi ai Carpaţilor, temperaturile medii scad pînă sub 5°C, iar precipitaţiile cresc în raport cu altitudinea pînă la 1 600 mm.

---

*) Comunicare făcută în cadrul consfătuirii cercurilor A.S.I.T. din martie 1957.

La strîngerea materialului și la unele prelucrări au adus o contribuție substanțială tov. ing. Dan Ionescu-Sisești, Dr. geolog Radu Ciocîrdel, ing. Steliana Buzețeanu și ing. A. Solacolu.

Influenţa Mării Mediterane şi Adriatice se resimte doar în colţul de sud-vest al ţării printr-un climat mai blînd şi mai umed, iar Marea Neagră influenţează numai zona de litoral din sud-estul ţării.

Reţeaua hidrografică a cursurilor de apă de pe teritoriul R.P.R. poartă accentul mişcărilor de relief suferite de acest teritoriu în decursul epocilor geologice.

Ridicarea munţilor din arcul Carpatic la cote dominante, retragerea Mării Sarmatice pînă la actualul litoral al Mării Negre prin scufundările şi faliile succesive ale cîmpiei, ca şi procesele de eroziuni regresive, stau la origina talvegurilor cunoscute astăzi. În felul acesta, Dunărea, care delimitează la sud teritoriul ţării, constituie cursul de apă cu talvegul cel mai adînc şi în consecinţă artera principală a drenării întregului teritoriu. Celelalte cursuri de apă din R.P.R. alcătuiesc două sisteme hidrografice afluente Dunării, unul la sud de arcul carpatic şi deci, tributar direct Dunării (Jiul, Oltul, Argeşul, Ialomiţa, Siretul), altul la nord, tributar fluviului prin intermediul Tisei (Someşul, Crişurile, Mureşul, Timişul ş. a.); singur Oltul străbate arcul carpatic vărsîndu-se direct în Dunăre.

Rîurile ambelor sisteme, deşi străbat regiuni muntoase, deluroase, colinare şi de cîmpie, au lungimi relativ mici, datorită apropierii Dunării de lanţul muntos intrînd astfel în categoria cursurilor de apă de mărime mijlocie. Pentru exemplificare se indică în tabela 1 cîteva valori hidrografice reprezentative.

Tabela 1

Valori hidrografice reprezentative ale cursurilor de apă din R. P. R.

Denumirea cursului de apă	Profilul de închidere	Lungimea cursului km	Suprafaţa bazinului de recepţie km²
Dunăre	M. Neagră	2850	817 000
Siret	Dunăre	645	45 200
Mureş	Frontiera	742	28 200
Olt	Dunăre	646	24 900
Someş	Frontiera	355	15 800
Argeş	Dunăre	351	12 400
Ialomiţa	Dunăre	414	10 650
Jiu	Dunăre	357	10 600

Caracteristici hidrologice. Debitul mediu total al rîurilor interioare este de aproximativ 1 200 m³/s din care 65% reprezintă aportul afluenţilor direcţi ai Dunării şi ai Prutului, restul revenind afluenţilor Tisei.

Dunărea are la intrarea în ţară un debit mediu de 5 450 m³/s, care sporeşte pînă la 6 100 m³/s la vărsarea în mare; aproape 20% reprezintă contribuţia cursurilor de apă de pe teritoriul R.P.R.

Un bilanţ hidrologic al bazinelor hidrografice interioare (tabela 2) arată că din precipitaţiile medii de 660 mm se pierd prin evaporaţie aproximativ 499 mm rezultînd un coeficient de scurgere mediu de 0,24 pentru întreaga ţară.

Tabela 2

Bilanţul hidrologic al cursurilor de apă din R. P. R.

Bazinul	Suprafaţa bazinului km²	Debite medii			Precipitaţii mm	Evaporaţii mm	Coeficient de scurgere mediu
		m³/s	l/s km²	mm			
Afluenţii Tisei	70 350	415	5,9	185	730	544	0,25
Afluenţii direcţi ai Dunării	149 200	760	5,1	161	645	484	0,25
Afluenţii Prutului	11 500	20	1,7	53	500	447	0,11
Rîuri ce se varsă direct în M. Neagră	6 450	5	0,8	22	425	403	0,05
Total şi medii	237 500	1200	5,1	161	660	499	—

În raport cu complexele orografice, debitele specifice medii variază pe teritoriul R.P.R. în limite foarte largi, de la valori de peste 50 l/s km² în regiunea de munte pînă sub 1 l/s km² în regiunile de şes cu evaporaţii intense cum ar fi spre exemplu porţiunea de sud-est a cîmpiei Bărăganului.

Variaţia debitelor în cursul unui an normal caracterizează rîurile de tip carpatin cu un maxim de primăvară foarte pronunţat provenit din acţiunea concomitentă a ploilor şi a topirii zăpezilor, cînd se scurge de obicei 30—50% din volumul anual de apă şi două minime: unul în lunile septembrie—octombrie din lipsa precipitaţiilor şi altul în lunile ianuarie-februarie provenit din îngheţ. Datorită ploilor tîrzii de toamnă se observă la multe rîuri încă o creştere a debitelor în cursul lunii octombrie.

Pentru a preciza amplitudinea regimului menţionăm că, pe rîurile mai importante, abaterile maxime ale debitelor medii lunare sînt în general cuprinse între 190 şi 40% din debitele medii multianuale (tabela 3). Excepţie fac cursurile de apă cu bazine hidrografice mici, la care, mai ales dacă sînt situate la mare altitudine, regimul este mult mai neregulat.

Tabela 3

Valori caracteristice hidrologice ale rîurilor din R.P.R.

Rîul	Stațiunea	Cursul superior al rîului						Cursul inferior al rîului						
		Suprafața bazinului (km²)	Q mediu multi-anual (m³/s)	Q mediu lunar (în % din Q mediu multianual)				Stațiunea	Suprafața bazinului (km²)	Q mediu multianual (m³/s)	Q mediu lunar (în % din Q mediu multianual			
				Maxim	Apare în luna	Minim	Apare în luna				Maxim	Apare în luna	Minim	Apare în luna
Someş	Beclean	4 350	43	190	IV	50	VIII, IX	Satu-Mare	15 500	120	170	IV	40	IX
Crişul Repede	Ciucea	820	10	180	IV	40	I	Oradea Mare	2 170	23	190	IV	40	VIII
Mureş	Tg. Mureş	4 120	49	190	IV	60	X	Arad	27 200	161	190	V	50	IX. X
Jiu	Bărbăteni	340	7,2	220	IV	40	VIII, IX	Podari	9 240	73	180	V	40	VIII, IX
Olt	Feldioara	5 630	28	200	IV	50	X,XI, XII,I,II	Bujoreni	15 500	133	190	VIII	60	I
Argeş	Tunel	280	8,3	210	V	50	XII,I	Budeşti	9 200	49	180	V	50	IX,X
Ialomița	Dobreşti	120	2,8	250	V	30	I, II	Slobozia	9 700	38	160	III	40	IX
Siret	Siret	1 650	15	190	III	50	X, XI	Cosmeşti	25 000	139	170	V	50	II
Dunăre	—	—	—	—	—	—	—	Orşova	575 000	5450	140	IV,V	70	IX,X

În ceea ce priveşte regimul debitelor Dunării, el se prezintă relativ mai echilibrat, aceasta explicîndu-se prin acțiunea de compensare reciprocă a afluenților săi, care au regimuri hidrologice diferite (regim Alpin, Dalmațian, Balcanic, Carpatin etc.).

Apele subterane. Resursele de ape subterane sînt în strînsă legătură şi cu structura geologică a țării. În exteriorul arcului carpatic se disting din punct de vedere structural trei unități tectonice importante şi anume: podişul moldovenesc, Dobrogea şi podişul prebalcanic; în interiorul arcului se află podişul Transilvaniei dincolo de care se întinde către vest depresiunea panonică.

În podişul moldovenesc cuprins între rîurile Prut şi Siret, doar în jumătatea de sud, datorită sedimentelor pliocene mai nisipoase, se observă existența unor pînze de apă mai importante şi, în general, de bună calitate la diferite nivele pînă la adîncimi de cca 200 m. De asemenea, în Dobrogea numai în porțiunea sudică a acestui teritoriu apar ape subterane mai abundente şi de bună calitate, însă profunde. Remarcabile în această porțiune sînt unele izvoare puternice de pe litoral, care provin din apele infiltrate din Dunăre în calcarele dolomitice de vîrstă jurasică.

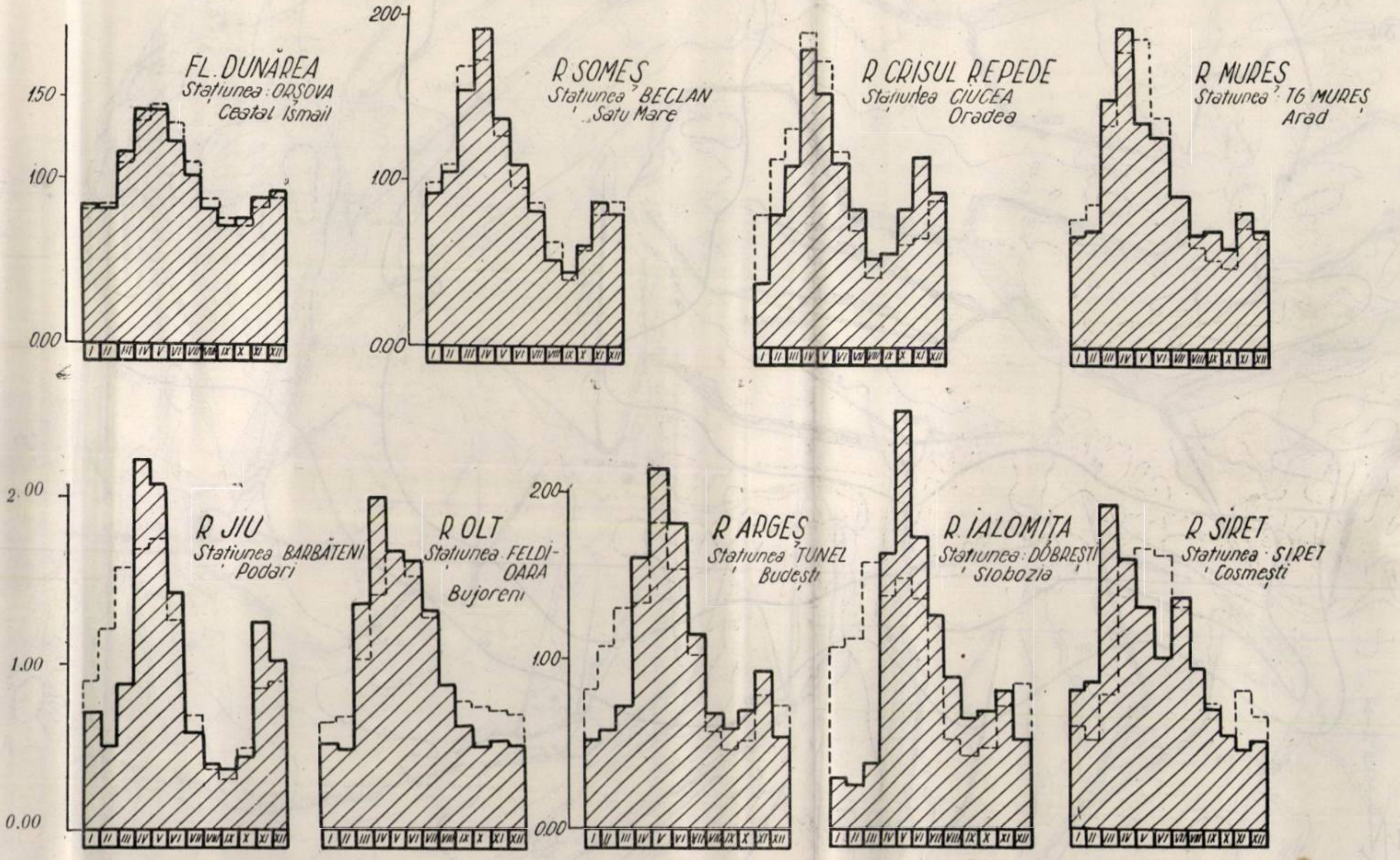
Podişul prebalcanic reprezentînd şesul cuprins între Siret, Carpați şi Dunăre se caracterizează printr-un curent subteran freatic curgînd spre Dunăre şi prin pînzele de apă profunde înclinate uşor în sens invers şi situate la nivele din ce în ce mai adînci pe măsură ce ne apropiem de munți. În timp ce apele de adîncime sînt în general potabile, apele freatice localizate în special în zona dintre Siret şi Ialomița, datorită posibilităților reduse de drenaj natural şi evaporațiilor intense, sînt puternic mineralizate ducînd uneori la sărăturarea terenurilor.

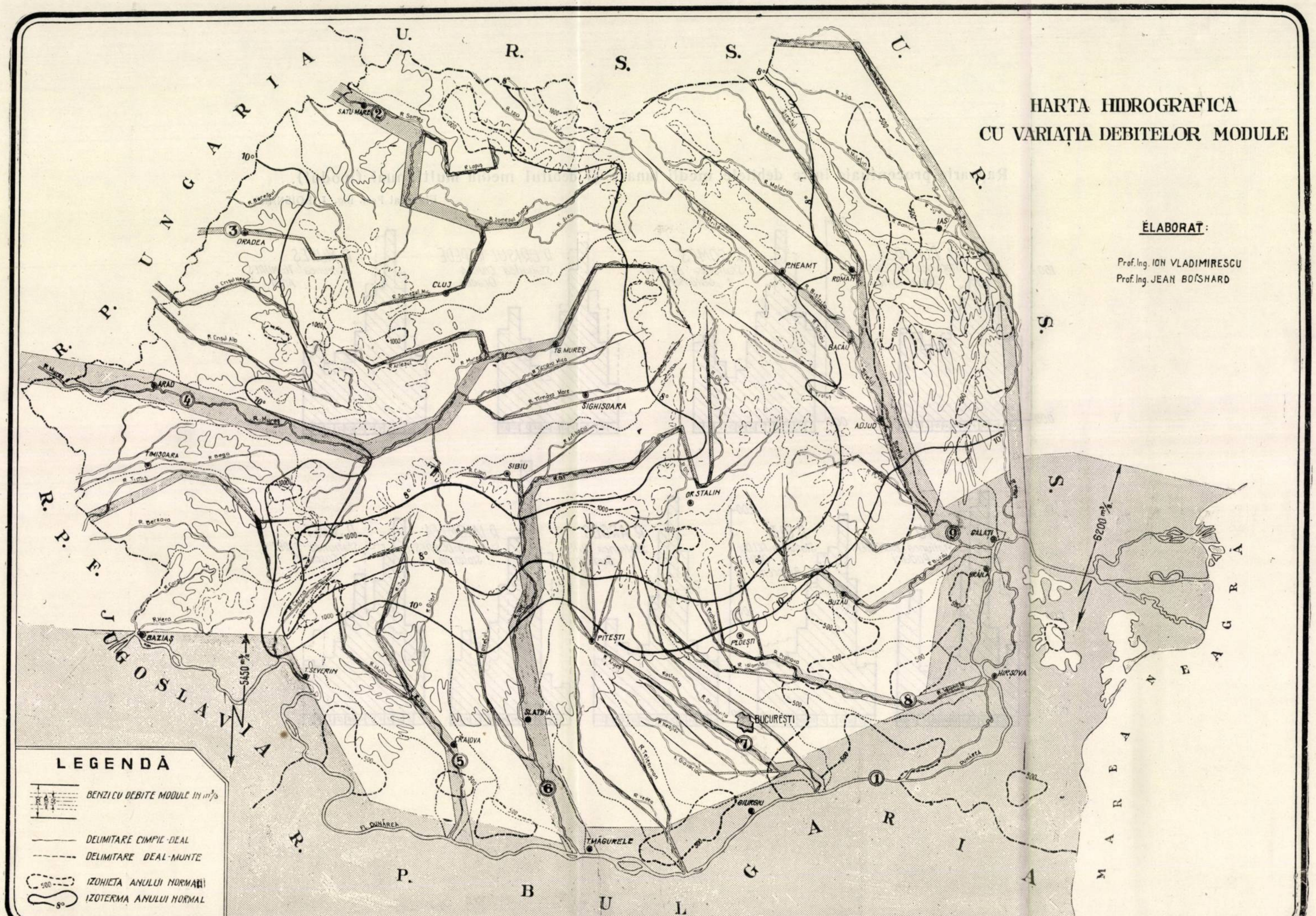
În depresiunea panonică din vestul țării, mărginită la vest de munți şi umplută de sedimente nisipoase şi argilo-marnoase alternante, apele freatice sînt situate la adîncime mică, sînt necorespunzătoare calitativ şi de cele mai multe ori în legătură cu rețeaua hidrografică de suprafață, ceea ce are drept urmare înmlăştinarea sau chiar sărăturarea anumitor suprafețe. Apele de adîncime sînt abundente, ascensionale, uneori chiar arteziene şi, în general, de calitate bună. Cu totul alta este situația din bazinul Transilvaniei, unde ape subterane de bună calitate nu se găsesc decît în zona izvoarelor de la poalele Carpaților meridionali sau în cazuri izolate la baza teraselor şi a depozitelor aluviale; pe restul teritoriului apele sînt puțin adînci în general cu debite reduse, iar cele profunde puternic mineralizate.

În zona Carpaților orientali şi meridionali se află în general ape subterane abundente şi de calitate bună, fie în luncile aluvionare, fie în straturi deluviale, în conuri de dejecție sau în calcare; zonele din munții Apuseni şi munții Maramureşului din nordul țării sînt lipsite de ape subterane, cu excepția unor zone carstice cu izvoare puternice.

Rapoarte procentuale între debitele medii lunare și debitul mediu multianual (modul).

Elaborat **Prof. Ing. J. BOISNARD**





HARTA HIDROGRAFICA CU VARIAȚIA DEBITELOR MODULE

ÉLABORAT:

Prof. Ing. ION VLADIMIRESCU
Prof. Ing. JEAN BOÏSHARD

LEGENDĂ
BENZI CU DEBITE MODULE IN m³/s
DELIMITARE CIMPIE-DEAL
DELIMITARE DEAL-MUNTE
500
IZOHIETA ANULUI NORMAL
8°
IZOTERMA ANULUI NORMAL
U. R. S. S.
R. P. UNGARIA
R. P. F. JUGOSLAVIA
R. P. BULGARIA
MAREA NEAGRĂ
SATU MARE
ORADEA
CLUJ
ARAD
TIMIȘOARA
BAZIAȘ
T. SEVERIN
CRAIOVA
SLATINA
T. MĂGURELE
PITEȘTI
BUCUREȘTI
GIURGIU
PLOEȘTI
BUZĂU
BRĂILA
GALAȚI
HIRȘOVA
ADJUD
BACĂU
ROMAN
P. NEAMȚ
IAȘI
TG. MUREȘ
SIGHIȘOARA
SIBIU
OR. STALIN
R. Mureș
R. Someș
R. Crișul Alb
R. Crișul Negru
R. Bega
R. Timiș
R. Jiu
R. Olt
R. Argeș
R. Dîmbovița
R. Ialomița
R. Prut
R. Siret
R. Moldova
R. Bistrița
R. Suceava
El. Dunărea
5450 m³/s
6200 m³/s
1000
500
8°
10°
①
②
③
④
⑤
⑥
⑦
⑧
⑨

2. Caracterul folosințelor hidraulice în raport cu factorii condiționali

Irigațiile. În raport cu condițiile naturale ale teritoriului și cu caracteristicile cursurilor de apă ce le străbat se pot distinge regiuni importante în care anumite folosințe hidraulice au un caracter dominant. Astfel se detașează aproape în mod evident regiunile de cîmpie și coline pînă în jurul a 200 m altitudine din lungul Dunării și Prutului, precum și unele zone mai restrînse din cîmpia de vest a țării, unde datorită condițiilor climatice defavorabile, seceta se manifestă deosebit de intens.

Caracterul secetos, evidențiat prin indicele de ariditate „de Martonne", care variază în aceste regiuni între 15 și 30, este mult mai accentuat și prin repartiția defavorabilă a precipitațiilor în perioadele de vegetație. Luînd în considerare numai cantitatea și repartiția în timp a precipitațiilor, în Dobrogea, Muntenia, Moldova și Oltenia din 100 ani, 61 sînt secetoși.

Datorită acestor condiții climatice puțin prielnice, producția agricolă suferă frecvent, fiind de 5 ori mai mică la grîu și de 7 ori mai mică la porumb în anii secetoși față de producția obținută în anii agricoli buni.

În regiunile arătate mai sus, chiar la stațiile agricole experimentale cu toate măsurile luate pentru realizarea unei agrotehnici superioare (semințe selecționate, folosirea îngrășămintelor, lucrări culturale pentru conservarea apei în sol etc.) acestea nu au putut asigura stabilitatea producției agricole.

Delimitarea în linii mari a zonelor care necesită un aport suplimentar de apă prin irigații, în cantități care să intereseze problemele de economie a apelor, s-a putut face pornindu-se de la stabilirea bilanțului de apă în sol pe regiuni și epoci reprezentative. Acest bilanț pentru anul normal și pentru cel secetos a luat în considerare atît necesitățile de aprovizionare cu apă pentru asigurarea umidității necesare în perioada de antivegetație, cît și necesitățile de udare în perioada vegetativă. Factorii luați în considerare au fost precipitațiile, diferențiate pe perioada de iarnă și de vară, solul prin proprietățile sale hidrofizice stabilite în funcție de tipul genetic și calitățile sale structurale, consumul de apă al plantelor obținut din datele de la stațiile experimentale, precum și regimul apelor freatice de mică adîncime.

Din zonarea necesităților de apă stabilite numai în baza factorilor arătați mai sus, rezultă o suprafață teoretică de 7 800 000 ha, interesată la irigații. Examinarea hărții cu această zonare scoate în evidență zonele cele mai secetoase cum sînt cele din Dobrogea și sudul Moldovei unde plantele necesită un aport suplimentar de apă evaluat în mediu la 3 000 m^3 apă la ha, sau cîmpia Bărăganului și zona centrală a podișului Moldovei cu 2 500 m^3/ha.

În cîmpia din estul țării, precum și în unele lunci, datorită alimentării solului din apele subterane, normele de irigație se reduc pînă la 1 200 m^3/ha.

Eliminînd din suprafața totală teoretică terenurile care nu se pretează la irigații și cele care nu au folosințe agricole, rezultă o suprafață de 5 200 000 ha, tehnic amenajabilă, din care, în baza unor evaluări preliminare, numai 1 800 000 ha reprezintă suprafețe economic amenajabile. Peste 65% din suprafețele care se pretează la amenajări economice sînt situate în spațiul cuprins între rîurile Siret și Olt, care reprezintă, prin urmare, zona cea mai importantă sub aspectul irigațiilor din țara noastră.

De altfel, această zonă prezintă și procentul cel mai ridicat, peste 40%, de suprafețe economic amenajabile în raport cu cele teoretice interesate la irigații, pretîndu-se deci la crearea unor sisteme hidrotehnice importante pe spații mari.

În Dobrogea și sud-estul Moldovei, deși sub aspectul climei și solului, irigațiile se impun de asemenea în mod imperios, procentul de utilizare economică este de numai 4% pentru Dobrogea și de 8% pentru Moldova, datorit condițiilor dificile ale reliefului.

Cu toate că necesitatea irigațiilor pe toate aceste teritorii este pe deplin recunoscută, datorită importanței reduse ce s-a acordat în trecut acestei probleme, suprafețele irigate însumează actualmente în țara noastră numai aproximativ 90 000 ha.

În vederea remedierii acestei situații se prevăd în următorii ani importante lucrări de extindere a suprafețelor irigate pentru care sînt în curs de efectuare lucrările premergătoare necesare.

Energia cursurilor de apă. După cum în regiunea de cîmpie și coline se detașează aproape în mod evident folosințele apei în scopuri agricole, în zona de dealuri și munte se impun folosințele hidroenergetice. Într-adevăr examinînd harta cu reprezentarea posibilităților teoretice de folosire a apelor în raport cu factorii naturali, se poate observa că în lungul lanțului carpatic apare o zonă, avînd altitudini peste 150—200 m d. M., unde potențialul hidroenergetic brut are la majoritatea cursurilor de apă valori însemnate, peste 500 kW/km. Numai cîteva rîuri cum ar fi Oltul, Mureșul, Someșul sau Siretul, datorită debitelor abundente pe care le transportă, pătrund cu un potențial hidroenergetic important (600—1 100 kW/km) în zonele cu folosințe predominant agricole. Potențialul teoretic total al cursurilor de apă interioare însumează la debitul mediu 5 800 MW, din care 83% revin zonei de deal și munte

Tabela 4

Suprafețe interesate la irigații

Zona	Suprafața teoretic amenajabilă ha	Suprafața tehnic amenajabilă		Suprafața economic amenajabilă		
		ha	% din suprafața teoretică	ha	% din suprafața teoretică	% din suprafața tehnic amenaj.
Prut — Siret	1.450.000	870.000	60.0	110.000	7.6	12.6
Siret — Olt	3.000.000	2.100.000	70.0	1.180.000	39.4	56.2
Oltenia	1.440.000	820.000	57.0	170.000	11.8	20.7
Cîmpia de Vest și Transilvania	760.000	610.000	80.2	290.000	38.1	47.5
Dobrogea	1.150.000	800.000	69.7	50.000	4.3	6.2
Total R.P.R.	7.800.000	5.200.000	66.5	1.800.000	23.0	34.6

peste cota 150 m d. M. Ca exemplu de cursuri de apă cu potențial teoretic ridicat se citează Oltul cu 2 720 kW/km, pe o porțiune de 18 km în defileul carpatic. Rîul Mare din bazinul hidrografic al Mureșului, cu 2 500 kW/km pe o porțiune de 12 km sau Bistrița afluent al Siretului care în zona amenajărilor în curs de realizare la Bicaz, are un potențial teoretic de 2 020 kW/km pe o lungime de 24 km.

Tabela 5

Pontențialul hidroenergetic al cursurilor de apă la debit mediu

Nr. crt.	Sursa	Potențial teoretic			Potențial tehnic			Potențial economic	
		Putere medie (MW)	Energie medie (10^6 kWh)	Nr. uzine	Putere medie (MW)	Energie medie (10^6 kWh)	Nr. uzine	Putere medie (MW)	Energie medie (10^6 kWh)
1	Rîuri interioare	5 820	51 000	729	2 981	21 643	262	1 792	13 681
2	Dunăre	3 800	33 300	4	2 760	22 845	3	2 440	20 085
	Total (1+2)	9 620	84 300	733	5 740	44 488	265	4 230	33 766
3	Dunăre partea R.P.R.	2 200	19 300	4	1 600	13 370	3	1 440	11 900
	Total (1+3)	8 000	70 000	733	4 580	35 000	265	3 230	25 670

Potențialul tehnic amenajabil al cursurilor de apă interioare, la care spre diferență de cel teoretic s-a ținut seama de pierderile de debit și randament, reprezintă aproximativ 3 000 MW din care însă în baza unor evaluări preliminare, numai 1 800 MW ar putea fi obținuți economic într-un număr de 260 uzine cu o producție medie de aproximativ 14 000 GWh anual.

Posibilități de amenajare foarte avantajoase atît sub aspect tehnic cît și sub aspect economic se găsesc în lungul rîului Bistrița și al Siretului inferior, pe sectoarele de rîu de pe ambii versanți ai Carpaților meridionali, avînd pante mari și condiții geologice favorabile, cum sînt Buzăul, Argeșul, Dîmbovița, Lotrul pe versantul sudic sau Sebeșul, Rîul Mare și Sadul pe versantul nordic, precum și unele cursuri de apă din nordul țării cum sînt Vișeul, Drăganul și Someșul Cald.

În ceea ce privește Dunărea, potențialul ei teoretic total pe sectorul de la Baziaș pînă la vărsare este de 3 800 MW la debitul mediu, din care 2 200 MW ar reveni R.P.R., dacă se admite criteriul de repartizare egală a energiei între riverani pe sectoarele comune. Rezultă, deci, adăugînd potențialul cursurilor de apă interioare, un total de 8 000 MW care reprezintă potențialul brut pentru întreg teritoriul R.P.R. sau, raportat la numărul populației 0,46 kW/locuitor. Potențialul specific teoretic cel mai ridicat al Dunării se găsește în sectorul cataractelor, de la Baziaș la Turnu Severin, cu valori cuprinse între 22 000 kW/km în zona canalului de la Porțile de Fier și 600 kW/km în regiunea din amonte de Cazane.

Potențialul economic al Dunării reprezintă conform evaluărilor făcute, 65% din cel teoretic adică aproximativ 2 400 MW putînd varia în funcție de soluțiile tehnice la care se va ajunge prin înțelegere între statele riverane. Sectorul care se detașează însă în mod evident sub aspectul economiei amenajărilor este cel din cataracte. În sectoarele din aval, Dunărea străbătînd regiuni cu potențial agricol foarte ridicat, economia amenajărilor hidroenergetice va fi în mare măsură dependentă de pagubele ce s-ar produce prin inundarea suprafețelor din lunca fluviului și înrăutățirea condițiilor de drenaj natural ale terenurilor agricole învecinate, prin ridicarea nivelului apelor Dunării în scopul creerii treptelor de cădere.

Deși, potențialul hidroenergetic al țării este ridicat, din totalul producției actuale de energie electrică, numai cca 8% reprezintă aportul resurselor hidraulice. Acest lucru se datorește în primul rînd abundenței combustibililor lichizi și gazoși și a investițiilor mai reduse în centralele termoelectrice, fapt care a determinat în trecut o predominanță a acestora în dauna centralelor hidroelectrice. Ținînd seamă însă de caracterul epuizabil al resurselor de combustibil și de necesitatea folosirii multilaterală a apelor, s-au executat după 1945 mai multe uzine hidroelectrice dintre care două mai importante avînd 15 MW instalați fiecare. Se prevede în scurtă vreme o creștere rapidă a procentului de folosire a resurselor hidroenergetice prin punerea în funcție a unor importante centrale hidroelectrice cu o putere totală de 340 MW care sînt actualmente în curs de execuție. Cu toate acestea, considerînd condițiile fizico-geografice ale țării noastre, cu tot potențialul însemnat al Dunării, nu se va ajunge la noi la o producție predominantă de energie hidroelectrică ca în țările nordice sau în Elveția și Austria. O evaluare sumară a bilanțului resurselor energetice duce chiar la concluzia că într-un viitor nu prea depărtat, datorită progresului rapid în industrie și în mecanizarea agriculturii, vor trebui luate în considerare posibilitățile de folosire a energiei termonucleare.

Alimentări cu apă. În ceea ce privește alimentarea cu apă a centrelor populate și a industriilor, în baza unei evaluări preliminare, se apreciază că volumul total de apă necesar satisfacerii acestor folosințe se ridică la cca 4,5 miliarde m³ într-un an normal din care mai puțin de un sfert reprezintă consumul de apă potabilă.

Aceste cantități de apă urmează să fie acoperite atît din rețeaua hidrografică de suprafață care constituie principala sursă de alimentare a folosințelor industriale (mai ales în ceea ce privește apa de răcire care necesită debite mai importante însă mai puțin pretențioase calitativ), cît și din apele subterane destinate în special acoperirii nevoilor de consum pentru apa potabilă și apa de fabricație în industrie. Raportul între cantitățile de apă folosite din surse subterante și din cele de suprafață ca și sistemele de alimentare în diferite zone caracteristice ale țării, vor fi în special condiționate de capacitatea și distribuția pe teritoriu a acestor resurse în raport cu centrele de consum.

În provincia dobrogeană, de exemplu, unde apele subterane sînt localizate în sudul regiunii și unde apele de suprafață se află doar către perimetrul său, apar îndreptățite sistemele centrale de alimentare cu apă, folosind combinația de ape subterane — ape de suprafață, uneori cu transport la distanță.

În podișul moldovenesc folosirea apelor subterane este indicată în partea de sud unde ele pot satisface integral cerințele de alimentare cu apă potabilă. În zona centrală și nordică a Moldovei se impune transportul la distanță a apelor din rîul Prut și din straturile aluvionare ale Siretului.

Zona Carpaților orientali și meridionali ca și celelalte regiuni muntoase ale țării, prin izvoarele puternice pe care le conține, constituie o regiune echilibrată din punctul de vedere al bilanțului local, în condițiile sistemelor de alimentare cu captări centralizate și distribuție prin gravitație, pe parcurs.

Toată cîmpia de vest a țării prin fundamentul său bogat în ape subterane ascensionale, nu pune probleme speciale de alimentare pentru numeroasele sale industrii.

Cu totul alta este însă situația din centrul Transilvaniei, în special în zona Tîrnavelor unde apele subterane sînt în depozite reduse și unde se va simți nevoia de aporturi de apă de suprafață.

Folosințe piscicole. Trecînd la analizarea folosințelor piscicole se face constatarea că în prezent din totalul producției de pește a țării noastre, 65—70% revine Dunării inclusiv delta și lacurile de pe litoralul mării, 10% unităților piscicole de pe rețeaua hidrografică interioară și 20—25% pescuitului marin. Aceste procentaje nu oglindesc potențialul piscicol al diferitelor categorii de ape și dezvoltarea lor în perspectivă.

Astfel, producția de pește a unităților din interiorul țării poate să fie sporită în mod considerabil față de situația actuală prin amenajarea corespunzătoare a unor suprafețe de rotund 180 000 ha, iazuri și eleștee artificiale și 20 000 ha lacuri și bălți naturale, capabile să dea în total o producție de pește de aproximativ 20 ori mai mare decît cea actuală. În lunca Dunării chiar în regim natural de nivele zona lacurilor și bălților permanente totalizînd aproximativ 180 000 ha va avea un caracter predominant piscicol, pe restul suprafețelor fiind necesar să se ia în considerare un regim de amenajare mixtă agro-piscicolă.

Probleme similare se pun și în Delta Dunării care reprezintă în complexul dunărean, zona cea mai importantă pentru producția de pește și unde suprafețele care vor putea avea în viitor o folosință piscicolă se evaluează la 300.000 ha.

Lacurile de pe litoral de origină lagunară, în suprafață de cca 150 000 ha reprezintă și ele unități piscicole cu potențial ridicat, aici punîndu-se probleme de amenajări în legătură cu îmbunătățirea regimului lor de salinitate prin aporturi de apă dulce din Dunăre și reglementarea pătrunderii apelor saline din mare.

Navigația interioară. Condițiile naturale pentru dezvoltarea navigației interioare în R.P.R. sînt determinate de prezența fluviului Dunărecale naturală de navigație, formînd frontiera de sud, sau străbătînd teritoriul țării, pe o lungime de peste 1 000 km și făcînd legătura cu Marea Neagră.

Legat de această arteră naturală și străveche de navigație se pot crea condiții de navigabilitate și pe cîteva rîuri direct afluente fluviului, cum ar fi Prutul, Siretul, Oltul, Jiul, sau afluente Tisei cum ar fi Mureșul. De asemenea regiunile de cîmpie, în special cea din sud-estul țării oferă condiții favorabile pentru construirea unor canale ecluzate cu folosințe multiple.

Problemele actuale și curente în domeniul navigației interioare din țara noastră au fost cele în legătură cu menținerea și îmbunătățirea căilor existente, în primul rînd pe Dunăre unde navigația este reglementată prin convenția din 1948. Vom menționa dintre aceste probleme, fenomenul de formare al barei de la gura de vărsare în mare a brațului Sulina, care a marcat o intensificare serioasă în ultimii ani, stînjenind navigația și necesitînd lucrări costisitoare de întreținere prin dragaje.

Dezvoltarea în perspectivă a navigației interioare din R.P.R., ca urmare a condițiilor naturale, a dezvoltării condițiilor social-economice și a legăturilor economice create, atît cu țările vecine cît și cu cele mai îndepărtate, constituie de asemenea o preocupare de seamă a inginerilor noștri hidrotehnicieni. Problemele ce se pun în legătură cu aceeastă dezvoltare de perspectivă necesită o tratare de ansamblu a tuturor folosințelor, avînd drept obiectiv în domeniul navigației obținerea unui pescaj sporit pentru a permite circulația fără restricții a vaselor de pe rețeaua navigabilă europeană.

In ceea ce privește afluenții Dunării și ai Tisei, aceștia avînd un curs prea rapid — cu excepția Mureșului și Prutului pe porțiunea lor inferioară — sînt indicați să se amenajeze prin canalizare ecluzată. În felul acesta se va putea asigura navigația cu șlepuri de 1 200 — 1 500 t, iar consumul de apă va fi neînsemnat. Adîncimi navigabile corespunzătoare aceluiași tonaj vor putea fi obținute și pe canalele magistrale de legătură, datorită debitelor importante ce le vor transporta ca urmare a caracterului lor de lucrări complexe.

Acest sistem de canale și rîuri ar lega astfel pe calea apei, numeroase orașe și regiuni industriale ale țării noastre cu țările din vest și nord-vest prin intermediul Dunării, precum și cu sistemele de navigație din U.R.S.S. și R.P. Polonia prin intermediul Prutului, creindu-se o legătură navigabilă directă între Marea Neagră și Marea Baltică.

În ceea ce privește plutăritul, practicat astăzi pe unele rîuri de munte, dezvoltarea lui în viitor va fi sistată de crearea marilor lacuri de acumulare cu nivel variabil. Așa spre exemplu studiile făcute pentru rîul Bistrița au arătat că folosirea acestui mijloc de transport al lemnelor nu se va putea face în mod avantajos în sectorul din amonte al barajului în curs de execuție.

3. Efectele dăunătoare ale apelor

Inundații, sărăturări, eroziuni. O inventariere preliminară a suprafețelor care suferă de exces de apă, arată că în întreaga țară aproximativ 2 000 000 ha sînt inundate în unii ani în perioadele de ape mari de primăvară prelungite uneori pînă în vară. Din aceste suprafețe 38% se află în lunca și delta Dunării, iar 34% în cîmpia de vest.

În afara acestor terenuri inundabile mai sînt încă aproximativ 200 000 ha supuse înmlăștinirii în urma drenajului redus al apelor subterane (din care mai mult de jumătate se găsesc în vestul țării).

In ce privește terenurile salinizate, tot ca o urmare a drenajului insuficient al apelor subterane, ele se evaluează la aproximativ 120 000 ha, marea majoritate a acestei suprafețe fiind situată parte în cîmpia de vest și parte în nordul Bărăganului pînă la Siret.

Din aceste evaluări rezultă că zonele cele mai importante, interesate la apărări împotriva inundațiilor și desecărilor, sînt lunca și delta Dunării și cîmpia de vest.

Este de menționat că în lunca Dunării s-au îndiguite cu bune rezultate mai multe unități agricole importante în suprafață totală de cca 100 000 ha și că în cîmpia de vest aproximativ 500 000 ha sînt apărate prin lucrări de îndiguire și parțial desecate.

Totuși pagubele cauzate economiei naționale de frecventele revărsări ale apelor și înmlăștinirea terenurilor sînt încă mari. Astfel prin eliminarea acestor efecte dăunătoare valoarea producției vegetale pe terenurile care azi sînt cultivate în regiuni inundabile, ar înregistra sporuri de 170% în cîmpia de vest pînă la 280% în lunca Dunării față de situația actuală.

Tot sectorul agricol este cel care înregistrează pagubele cele mai însemnate în urma eroziunii solului. Din cele aproximativ 860 000 ha degradate în țara noastră prin eroziuni de suprafață intense de ordinul III, 97% sînt terenuri din regiunile agricole. Eroziunile de adîncime (torenți și ravene), ocupă o suprafață mai mică de aproximativ 100 000 ha din care majoritatea sînt de asemenea în zonele agricole.

Cele mai importante suprafețe degradate prin eroziune apar în zonele dintre Siret și Prut, apoi în zona dealurilor subcarpatice de la Trotuș pînă la Jiu și în podișul Transilvaniei în bazinul Tîrnavelor.

Efectele vătămătoare ale apelor arătate mai înainte se pot elimina în bună parte prin intensificarea măsurilor din sectorul silvic și agrosilvic.

Pentru combaterea eroziunilor s-au efectuat importante lucrări de consolidare a terenurilor și de plantație a rîpelor și ravenelor în special în Transilvania. Actualmente este în curs de desfășurare un plan vast de lucrări antierozionale, eșalonat pe 10 ani.

S-au reglementat zone de protecție în bazinele de interes hidroelectric, lucrările de liniștire a torenților făcîndu-se anterior executării însăși a uzinelor. In zonele de protecție se permit numai tăieri pe suprafețe mici; versanții în apropierea lacurilor de acumulare se plantează pentru consolidarea lor.

Ca măsuri agrosilvice, se preconizează perdele de protecție în regiunile de stepă (sud-est), perdele filtrante lîngă albiile rîurilor și perdele de adăpost în jurul satelor din cîmpie. In lunci se plantează arbori cu creștere rapidă (plopul Canadian), iar în zonele nisipoase (cu dune) plantații de salcîm, în care silvicultorii romîni posedă o experiență îndelungată.

In sfîrșit, se activează plantarea pădurilor tăiate în mod excesiv în trecut, completarea golurilor de munte și plantarea în zona dealurilor a terenurilor degradate (rîpe, porniturî), folosindu-se nu numai arbori de pădure, dar și pomi fructiferi și vița de vie.

Degradări calitative ale apelor. O altă categorie de efecte dăunătoare se datoresc degradărilor calitative provocate de industrii și centre populate. Dezvoltarea continuă a centrelor populate și a industriilor chimice, metalurgice, extractive și alimentare a creat pe o bună parte din rîuri, condiții defavorabile în ceea ce privește calitatea apelor prin deversarea apelor reziduale și a apelor uzate.

Așa, de exemplu, cercetările întreprinse pe un număr de 37 rîuri mai importante au arătat că aproximativ 2 000 km, reprezentînd 30% din lungimea lor sînt degradate în măsură apreciabilă, datorită deversărilor de substanțe nocive provenite de la combinatele chimice, de la exploatările petrolifere, fabrici de celuloză, fabrici pentru produse alimentare, material steril de la exploatările miniere, aluvionări excesive din rețelele de canalizare și altele.

Situația este agravată și de faptul că pe majoritatea cursurilor de apă interioare, în perioadele de secetă așa cum s-a arătat mai înainte, debitele sînt atît de scăzute încît nu se poate conta pe o epurare naturală, decît pentru cantități reduse de ape reziduale, mai ales atunci cînd acestea provin de la industriile chimice și sînt încărcate cu acizi, leșii, săruri minerale sau cu substanțe chimice direct toxice. In vederea ameliorării acestei situații se pune în aplicare la noi un program de construire a unor instalații corespunzătoare de curățire, neutralizare și refolosire a apelor industriale și menajere, instituindu-se totodată un control riguros al deversării acestor ape în recipienții naturali.

4. Acumulări hidraulice

Debitele cursurilor de apă variind în limite foarte mari așa cum s-a arătat mai înainte, asigurarea cantităților de apă necesară diferitelor folosințe, impune regularizarea debitelor cu ajutorul acumulărilor.

Din inventarierea posibilităților de acumulare cu volume mai importante rezultă că cele mai favorabile condiții se găsesc în estul țării și în special în bazinul Siretului.

In zona de munte și de deal a acestui bazin s-ar putea acumula în condiții avantajoase un volum de cca 4 200 milioane m^3 apă din care peste 80% poate fi concentrat în 8 acumulări mari, cu volume de peste 100 milioane m^3 fiecare. Rocile de fundație din regiunea de munte aparțin, în general, eocenului reprezentat în majoritatea amplasamentelor prin gresie, în timp ce în amplasamentele din regiunea de deal apar depozitele sarmatice cuprinzînd toată varietatea rocelor argiloase și marnoase.

Afluenții Dunării între Siret și Olt oferă datorită condițiilor morfologice posibilități de acumulare mai reduse, evaluate în regiunea de munte și deal la cca. 2 500 milioane m^3 într-un mare număr de lacuri din care cele mai importante aparțin în special bazinului hidrografic al rîului Argeș.

Condițiile geologice sînt în general favorabile, la baza amplasamentelor studiate fiind rocile eruptive și șisturi cristaline, care admit larg sarcinile date chiar de baraje importante peste 100 m înălțime.

In regiunea de dealuri a acestei zone, rocile de fundație sînt de consistență mai slabă fiind constituite din sedimente, admițînd doar construcția unor baraje de pămînt, impuse de altfel și prin profilul larg al văilor. In regiunea de cîmpie pot fi realizate unele acumulări în afara albiei rîurilor principale, în văi laterale și, mai ales, în lacuri naturale prin supraînălțarea malurilor, în măsura în care nu duc la o înrăutățire a condițiilor hidrogeologice.

In spațiul de la vest de Olt cu toate condițiile favorabile de fundare, analoge cu cele din regiunea de la estul rîului, condițiile morfologice nu permit decît realizarea unui volum de cca 1 200 milioane m^3.

In vestul țării posibilitățile de acumulare sînt și mai reduse, amplasamentele din regiunea de munte şi deal însumînd doar 350 milioane m^3. Acest lucru impune crearea unor eventuale acumulări de şes prin construcţia de incinte indiguite vecine albiilor de rîuri.

Pe cursurile de apă, din Transilvania, deşi condiţiile geologice sînt favorabile, posibilităţile de retenţie sînt limitate de condiţiile morfologice şi de valoarea bunurilor ce ar trebui inundate. Astfel pentru realizarea unui volum total de cca 3 600 milioane m^3 sînt necesare peste 90 de acumulări, cele mai importante situîndu-se în bazinul Someşului şi, în special, al Vişeului unde se pot realiza cîteva retenţii de ordinul sutelor de milioane m^3 fiecare.

II. CONSIDERAŢII ASUPRA REZOLVĂRII PROBLEMELOR ECONOMIEI APEI ÎN R.P.R.

Modul de rezolvare a problemelor care fac obiectul economiei apelor — în spiritul armonizării comunităţii de interese — este fundat pe concluziile generale ce se desprind din planurile de amenajare integrală a cursurilor de apă.

In concepţia specialiştilor noştri din economia apelor, planurile de amenajare constituie forma cea mai generală de coordonare în timp şi în spaţiu a folosirii optime a resurselor hidraulice.

Astfel de planuri — într-o fază preliminară — sînt elaborate în prezent pentru cea mai mare parte a teritoriului ţării.

Conţinutul unor asemenea planuri de amenajare, deşi nu a atins astăzi un cadru precis conturat, totuşi sînt de menţionat cîteva trăsături specifice.

In primul rînd trebuie relevat faptul că prevederile planurilor de amenajare sînt intim legate de lungimea perioadei care constituie perspectiva şi de măsura în care un gen de folosinţe sau altul apare mai urgent prin prisma condiţiilor actuale. Sub acest raport determinarea potenţialului maximal al tuturor resurselor hidraulice şi folosirea lor totală este considerată ca o limită tehnico-teoretică, fără să poată fi caracterizată de pe acum şi din punct de vedere economic.

Obiectivele care se examinează în planurile de amenajare vor fi, deci, mai restrînse corespunzînd la o etapă de cca 20 de ani în general admisă şi la alte studii de perspectivă ale economiei naţionale.

In lăuntrul perioadei admise, valabilitatea prevederilor este în funcţie de preciziunile de care se dispun cu privire la desfăşurarea activităţii de stat prin planurile sale cincinale. Din acest punct de vedere sînt de semnalat lacune importante care nu au putut fi ocolite în parte decît printr-o intensă activitate de colaborare cu toate organele de stat.

Considerăm cu totul necesar ca studiile de perspectivă în diversele ramuri ale economiei naţionale să se intensifice cît mai mult pentru ca ele să ofere planificării apelor toţi parametrii indispensabili. În acest sens există deja directive trasate, ele trebuie însă susţinute incontinuu.

După cum s-a putut observa din prima parte a articolului, cursurile de apă — în afară de Dunăre — intră în categoria rîurilor mici şi mijlocii adesea la mici distanţe unele faţă de altele. Pe de altă parte folosinţele consumatoare de apă depăşesc cu mult cadrul unui singur bazin hidrografic (terenuri aride de irigat, transporturi pe distanţe mari), astfel încît planificarea şi amenajarea apelor de perspectivă din R.P.R. trebuie făcute pe spaţii cu mult mai mari decît teritoriul unui bazin hidrografic. Este tipic în acest sens spaţiul sud-estic al ţării de cca 50 000 km^2.

Mai înainte însă de a atinge acest aspect, se va prezenta o situaţie generală (tabela 6) a bilanţului volumelor de apă disponibilă şi al volumelor de consum, pe întreaga ţară, într-un an normal şi într-un an secetos cu asigurare de 80%. Această asigurare a fost aleasă ţinînd seamă de faptul că majoritatea volumelor de apă consumate vor aparţine irigaţiilor.

Situaţia conturează în perspectivă regiunile deficitare şi excedentare ale ţării, în ipoteza că sînt asigurate condiţiile de calitate a apei.

Din analizarea bilanţului rezultă că într-un an normal doar teritoriul Dobrogei prezintă un deficit de aproximativ 200 milioane m^3 de apă, celelalte teritorii fiind excedentare sau echilibrate.

În anul secetos însă, în afara teritoriului dobrogean unde lipsa de apă sporeşte la 500 milioane m^3 anual, apare un puternic deficit de 4 850 milioane m^3 şi în zona dintre Siret şi Olt care prezenta un bilanţ relativ echilibrat în anul normal.

Rezolvarea deficitului de apă de pe teritoriul dobrogean se va putea face numai prin alimentarea din bogatele surse periferice cum sînt Dunărea în porţiunea de vest şi de nord şi lacurile cu salinitate redusă (Razelm, Siutghiol etc.) la est. Datorită reliefului accidentat sistemele hidrotehnice vor avea un caracter local şi periferic dezvoltîndu-se în jurul surselor de apă menţionate, cu posibilităţi relativ restrînse de pătrundere în interiorul teritoriului prin canalul parţial executat de la Dunăre la Marea Neagră.

In zona de est a ţării, podişul moldovean, unde principala sursă de apă este Siretul cu afluenţii săi, caracterul sistemelor hidrotehnice va fi condiţionat de necesitatea alimentării cu apă din acest rîu a teritoriilor deficitare din zona de sud a ţării, aşa cum se va arăta, precum şi a celor vecine din bazinul Prutului şi al Bîrladului. Ţinînd seamă de condiţiile hidro-

Tabela 6

Bilanțul folosirii apelor din rîurile interioare

	Zona	Volum de apă necesar *) în 10^6 m³			Volum de apă disponibil în 10^6m³		Deficit		Excedent	
		Felul consumului	An normal	An secetos	An normal	An secetos	An normal	An secetos	An normal	An secetos
1	Prut — Siret	Irigații	340	740	7 800	5 600	—	—	7 300	4 650
		Alte folosințe	160	210						
		Total	500	950						
2	Siret — Olt	Irigații	3 780	7 200	4 600	3 200	—	4 850	100	—
		Alte folosințe	720	850						
		Total	4 500	8 050						
3	Oltenia	Irigații	570	1 050	7 700	5 400	—	—	7 000	4 200
		Alte folosințe	130	150						
		Total	700	1 200						
4	Cîmpia de vest și Transilvania	Irigații	650	1 270	14 500	8 600	—	—	13 300	6 500
		Alte folosințe	550	230						
		Total	1 200	1 500						
5	Dobrogea	Irigații	200	380	100	Neglijabil	200	500	—	—
		Alte folosințe	100	120						
		Total	300	500						
6	Alte teritorii	Irigații	100	180	3 400	2 500	—	—	3 200	2 200
		Alte folosințe	100	120						
		Total	200	300						
7	Total R.P.R.	Irigații	5 640	10 820	38 000	25 000	—	—	30 600	12 100
		Alte folosințe	1 760	2 080						
		Total	7 400	12 900						

*) Ca volume de apă necesare s-au luat în considerare numai acele folosințe din apele de suprafață care nu restituie apa decît în proporții neglijabile

grafice și cele geomorfologice, principalele amenajări se vor dezvolta în lungul cursurilor de apă unde vor putea fi realizate importante acumulări superanuale cu caracter complex atît în zona de munte cît și în zona de dealuri.

Trecîndu-se la analiza altei zone, cea de la vest de rîul Olt, datorită condițiilor orohidrografice care duc la un coeficient redus de utilizare a terenurilor irigabile, sistemele hidrotehnice se vor dezvolta în lungul celor două principale cursuri de apă, Oltul și Jiul și afluenții lor mai importanți, fără să fie necesare aporturi suplimentare de apă între bazinele hidrografice. Zona avînd un excedent important de apă, față de nevoile irigațiilor, iar pe de altă parte posibilitățile de acumulare fiind reduse, acestea vor deservi în special necesitățile atenuării viiturilor și unele folosințe hidroenergetice.

In cîmpia de vest a țării deși resursele hidraulice sînt foarte importante în raport cu nevoile de consum, excedentul ridicîndu-se chiar în anii secetoși la peste 6 miliarde m³, datorită faptului că debitele cele mai importante sînt concentrate în rîurile Mureș și Someș, care străbat transversal teritoriul, apare necesitatea creerii unui sistem hidrotehnic complex ce s-ar întinde în direcția nord-sud și care legînd cursurile de apă să permită distribuirea debitelor excedentare pe toată suprafața interesată. Luînd în considerare caracterul inundabil al rîurilor și drenajul redus al acestei zone, posibilitățile de acumulare în general mediocre, vor fi folosite în mod predominant pentru nevoile de atenuare a viiturilor, conjugate cu sisteme de desecare corespunzătoare.

In Transilvania datorită atît abundenței resurselor hidraulice în raport cu nevoile reduse ale irigațiilor, cît și reliefului frămîntat, sistemele hidrotehnice se vor dezvolta potrivit folosințelor — energia hidraulică și alimentarea cu apă a industriilor predominînd — în lungul cursurilor de apă, avînd în general un caracter local.

In zona dintre Siret și Olt acoperirea deficitului de apă ridică probleme mai complexe. Dacă, ținînd seamă de bilanțul echilibrat al anului normal, am porni de la ideea completării lipsei de apă în anul secetos numai pe seama unor acumulări multi-anuale, o evaluare sumară ne-ar duce la un volum necesar în aceste acumulări de ordinul a 7—8 miliarde m^3. Adăugînd și volumele necesare compensărilor sezoniere, reclamate în general de regimurile neconcordante ale irigațiilor și ale energiei hidraulice, volumul necesar sporește la cca 9—10 miliarde m^3, care după cum s-a arătat, este departe de a putea fi realizat față de condițiile naturale existente.

Rezultă, deci, în mod obligator necesitatea de a acoperi deficitul de apă prin derivarea unui debit suplimentar din bazinele hidrografice învecinate excedentare, în special din bazinul Siretului și din Dunăre, acumulărilor revenindu-le în special funcțiunea unor compensatoare anuale și sezoniere.

Ținînd seamă de condițiile favorabile de relief, rezultă că în această zonă se va putea dezvolta un sistem hidrotehnic complex de mare amploare care să lege Siretul cu rîurile ce străbat teritoriul considerat.

Perspectiva economiei apei în spațiul Siret-Olt-Dunăre

Pe linia prezentării principiale a soluționării problemelor complexe puse de economia apelor în R.P.R., se va face, în continuare, descrierea sistemului hidrotehnic al spațiului Siret-Olt-Dunăre, așa cum a fost preconizat în prima fază a planului de amenajare a cursurilor de apă din acel spațiu.

Valorificarea resurselor hidraulice de pe acest teritoriu a devenit cu atît mai de actualitate cu cît unele din folosințele de apă existente sînt amenințate și periclitate din lipsă de apă în funcționarea lor normală.

Este suficient să menționăm în acest sens, alimentarea cu apă potabilă și industrială a Bucureștiului, care încă de pe acum are nevoie de un spor considerabil de apă, necesitățile de apă pentru sporirea producției legumicole în zonele preorășenești, precum și necesitățile de apă pentru udarea și irigarea terenurilor arabile ale gospodăriilor agricole din aceste regiuni cu un accentuat climat arid.

Ținînd seamă de condițiile de astăzi și de dezvoltările în perspectivă în următoarele două decenii, se preconizează:

1. Devierea cursului rîului Siret prin partea nordică a cîmpiei romîne și prelungirea acestei devieri pînă la sud de capitala țării. Canalul care prelungește astfel cursul rîului va trebui să conducă un debit maximal de 190 m^3/s.
2. Extragerea pe cale mecanică a unui debit din Dunăre de cca 150 m^3/s în regiunea limitrofă a teritoriilor secetoase din sudul și estul cîmpiei romîne.
3. Acumulări în lacuri artificiale sau naturale de peste 50 milioane m^3 fiecare, ce se propun a fi realizate atît pe rîurile din spațiul considerat, cît și în bazinul Siretului și însumînd cca 2,7 miliarde m^3.
4. Numeroase mici acumulări în zonele de cîmpie ale teritoriului destinate pisciculturii și atenuării viiturilor totalizînd peste 500 milioane m^3.
5. Epurarea apelor uzate din canalizări și industrii, prin stații de epurare din care cea necesară orașului București va avea singură o capacitate de cca 10 m^3/s.
6. Plantații, împăduriri și lucrări antierozionale pe o suprafață totalizînd cca 4 000 km^2.
7. Extragerea din apele subterane a unui debit de cca 3 m^3/s pentru acoperirea nevoilor de alimentare cu apă potabilă.

Toate aceste măsuri au menirea să sporească potențialul hidrologic în spațiul considerat pentru a satisface în mod coordonat ramurile interesate ale economiei naționale și sănătatea publică, după cum se va arăta în cele ce urmează.

In primul rînd se rezolvă problema alimentării cu apă potabilă atingîndu-se în marile centre populate un standard de consum specific de cca 300—500 l/locuitor zi.

Se asanează cca 6 000 ha lacuri degradate și insalubre prin ridicarea nivelului apelor și împrospătarea continuă a volumului de apă înmagazinat. Rezultatele obținute cu o parte din lacurile din nord-estul capitalei, care au fost asanate după acest principiu, sînt cît se poate de satisfăcătoare.

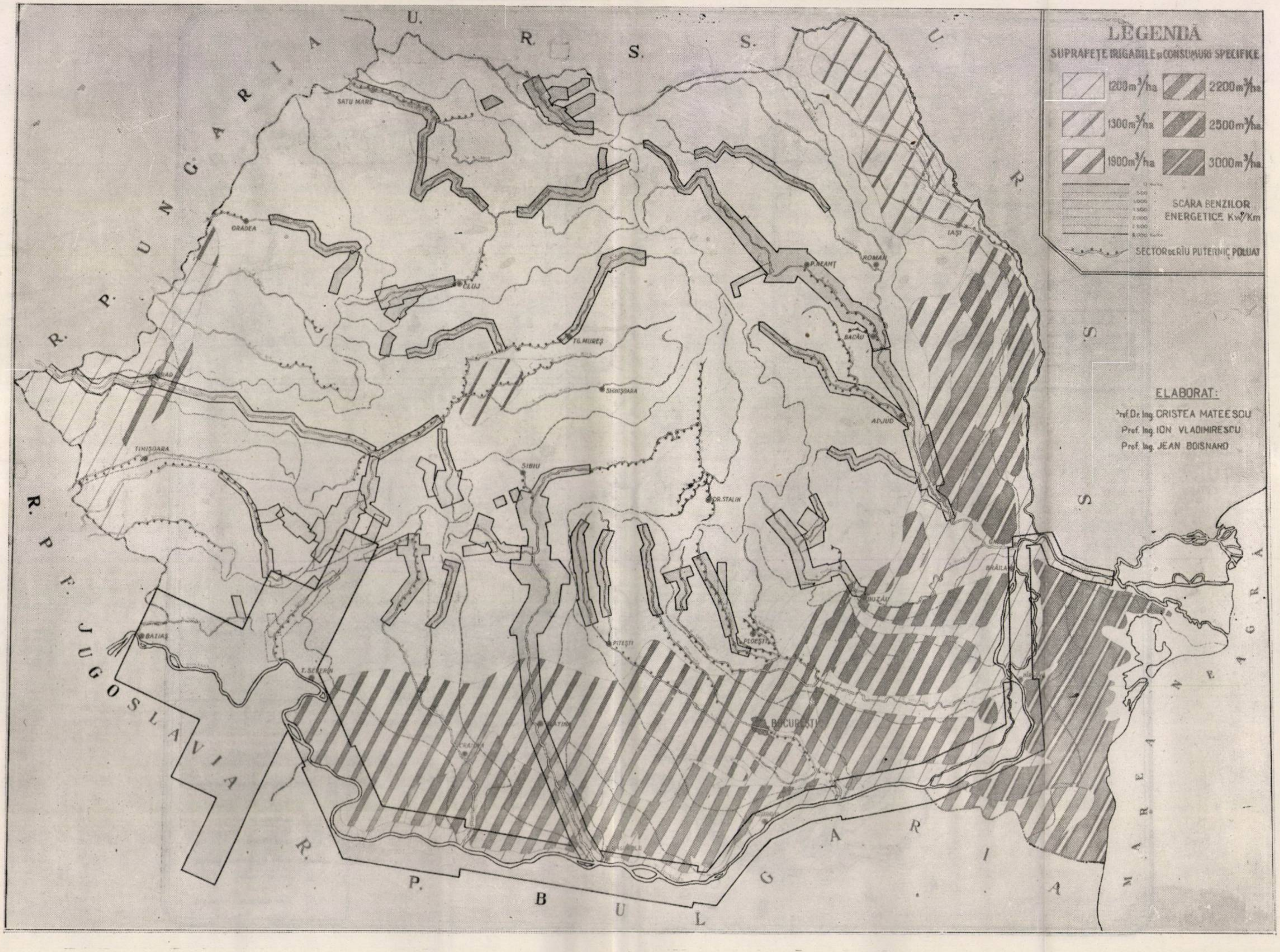
Se asigură rîului Dîmbovița care trece axial prin capitală, sporul de apă pentru o diluție corespunzătoare apelor din rețeaua de canalizare și un spor reclamat de proiectatul canal navigabil București-Dunăre împreună cu alte folosințe riverane importante ca: termocentrale, industrii etc.

Pe întreg spațiul considerat, se vor aduce la viață prin aporturi importante de apă, numeroase văi care seacă în timpul verii, cu deosebire cele din vestul spațiului.

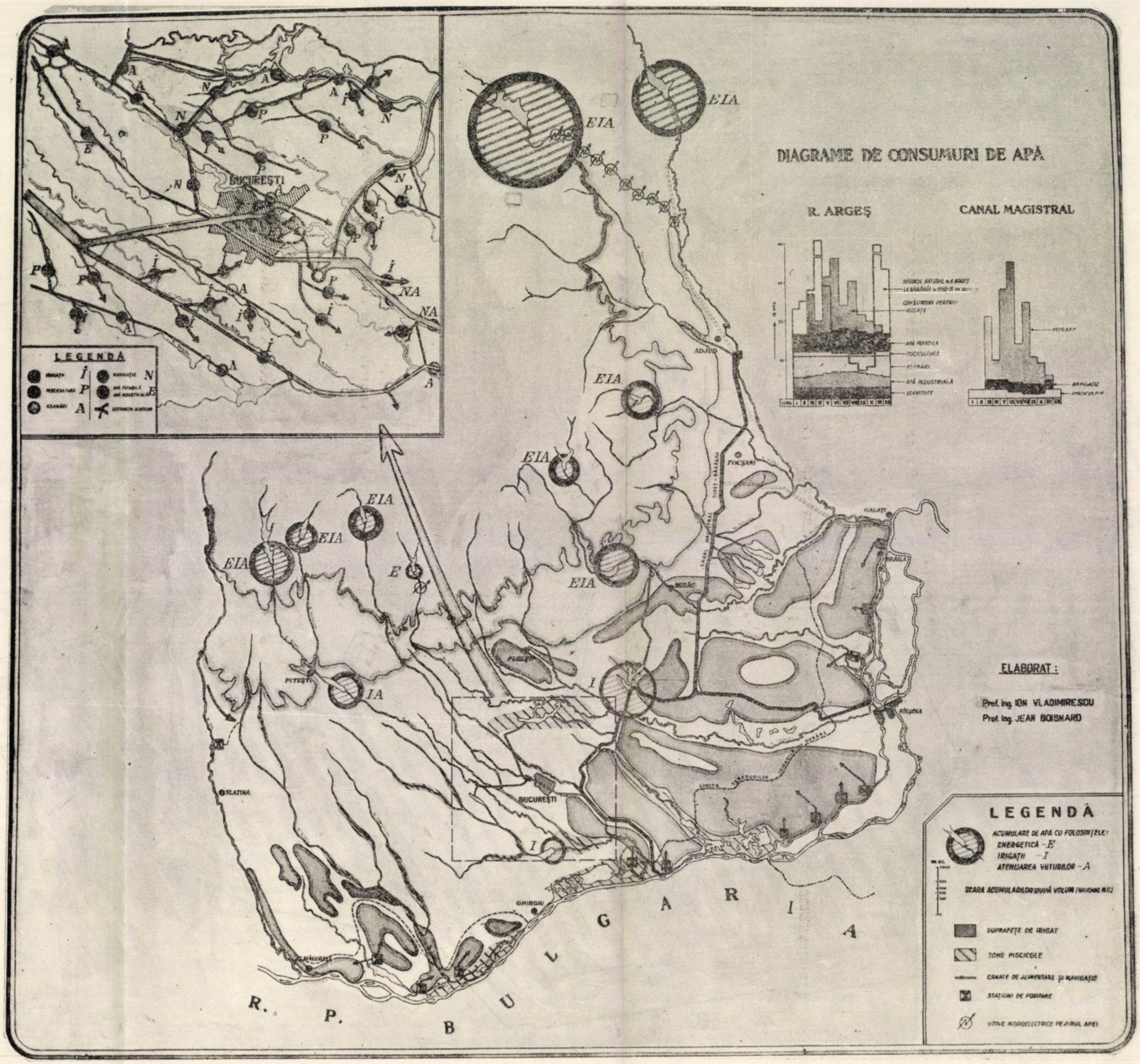
Dispozitivul hidrotehnic de ansamblu va asigura udarea celor mai aride regiuni prin prezența continuă a apei, subliniind deficitul de umiditate a culturilor, ceea ce va conduce la o producție agricolă constantă și mult sporită. Peste 1 000 000 ha terenuri secetoase vor beneficia prin irigare de efectul binefăcător al apei. Această importantă problemă cere încă astăzi economiei apei rezolvări urgente sub aspectul tehnic și științific al procesului însuși de irigație, pe acele importante suprafețe.

In domeniul energetic prin amenajarea apelor interioare se va obține un spor de putere de ordinul a 560 000 kW, prin hidrocentralele de la marile lacuri de acumulare din munți și de pe firul apei, în aval de acele lacuri. Interesele de apă ale folosințelor fiind în general neconcordante, în timp se preconizează obținerea unei mai mari elasticități în exploatarea acumulărilor de munte, prin cîteva rezervoare tam-

Consumuri regionale de apă la irigaţii şi potenţial hidroenergetic


LEGENDA
SUPRAFEŢE IRIGABILE şi CONSUMURI SPECIFICE
1200 m³/ha
1300 m³/ha
1900 m³/ha
2200 m³/ha
2500 m³/ha
3000 m³/ha
SCARA BENZILOR ENERGETICE Kw/Km
SECTOR de RÎU PUTERNIC POLUAT
ELABORAT:
Prof. Dr. Ing. CRISTEA MATEESCU
Prof. Ing. ION VLADIMIRESCU
Prof. Ing. JEAN BOISNARD
U. R. S. S.
R. P. UNGARIA
R. P. F. JUGOSLAVIA
R. P. BULGARIA
MAREA NEAGRĂ
SATU MARE
ORADEA
CLUJ
TG. MUREŞ
SIGHIŞOARA
SIBIU
OR. STALIN
P. NEAMŢ
ROMAN
IAŞI
BACĂU
ADJUD
ARAD
TIMIŞOARA
BAZIAŞ
T. SEVERIN
CRAIOVA
SLATINA
PITEŞTI
PLOEŞTI
BUZĂU
BRĂILA
BUCUREŞTI

Schemă hidrotehnică şi de economia apei în spaţiul Siret-Dunăre-Olt


BUCUREŞTI
LEGENDA
IRIGAŢII İ
PISCICULTURĂ P
ASANĂRI A
NAVIGAŢIE N
APĂ POTABILĂ APĂ INDUSTRIALĂ E
EIA
ADJUD
FOCŞANI
GALAŢI
BRĂILA
BUZĂU
PITEŞTI
SLATINA
GHIRGIU
CANAL MAGISTRAL SIRET-BĂRĂGAN
DIAGRAME DE CONSUMURI DE APĂ
R. ARGEŞ
CANAL MAGISTRAL
APĂ POTABILĂ
PISCICULTURĂ
ASANĂRI
APĂ INDUSTRIALĂ
SERVITUTE
IRIGAŢII
NAVIGAŢIE
ELABORAT:
Prof. ing. ION VLADIMIRESCU
Prof. ing. JEAN BOISNARD
LEGENDĂ
ACUMULARE DE APĂ CU FOLOSINŢELE:
ENERGETICĂ - E
IRIGAŢII - I
ATENUAREA VIITURILOR - A
SCARA ACUMULĂRILOR DUPĂ VOLUM
SUPRAFEŢE DE IRIGAT
ZONE PISCICOLE
CANALE DE ALIMENTARE ŞI NAVIGAŢIE
STAŢIUNI DE POMPARE
UZINE HIDROELECTRICE PE FIRUL APEI
R. P. BULGARIA

pon în regiunea de deal și de cîmpie (pe rîul Argeș și pe rîul Buzău, de exemplu).

Ca urmare a creșterii volumului de produse agricole, forestiere ș. a., dispozitivul hidrotehnic și de economie a apei, va avea posibilitatea să ofere o importantă rețea de artere navigabile. Canalele magistrale Siret-București și București-Dunăre sînt destinate să formeze cadrul de dezvoltare a circulației interioare și prin intermediul Dunării ele vor permite o circulație internațională.

Pentru a corespunde exigențelor din ce în ce mai mari, în materie de turism, sport și condiții mai lesnicioase de transport a produselor agricole din jurul Bucureștiului, se preconizează de asemenea un circuit de navigație ușoară, cu legături la marile artere mai sus amintite.

Pescăria și piscicultura vor folosi din plin noua rețea hidrografică prin posibilitățile pe care le oferă de împrospătare a volumelor de apă propuse să se acumuleze în numeroasele depresiuni favorabile.

In fine, prejudiciile cauzate periodic de apele mari, de regulă în epoca inițială de vegetație a culturilor agricole, se vor atenua într-o proporție însemnată.

Distribuirea debitelor de apă pe folosințe a prilejuit, după cum este de așteptat, cercetarea a mai multor scheme hidrotehnice. Din examinarea lor sub aspectul economic, s-a verificat încă o dată principiul folosirii multiple a apei, mai întîi la folosințele care o restituie și după aceea la folosințele care o consumă. O aplicare mai riguroasă a acestui principiu s-a realizat în spațiul orașului București unde s-a dovedit necesar ca grosul irigațiilor din această regiune să fie masat în aval de oraș, așa după cum se arată în detaliul planșei cu schema hidrotehnică a întregului spațiu Siret-Dunăre-Olt. În felul acesta s-a reușit ca un consum mediu anual pentru zona orașului de 73,90 m^3/s dintre care pentru irigații cca 40% să se poată acoperi numai cu un debit de 50 m^3/s, însă cu refolosirea în serie; acest fapt este remarcabil, dacă luăm în considerare faptul că fiecare m^3/s în plus, atrage aici investiții foarte mari. In planșa menționată se redă pentru o simplă exemplificare două diagrame a modului de acoperire a nevoilor de apă din zona capitalei, din rîul Argeș și din extremitatea aval a canalului magistral.

Ideile directoare mai sus expuse nu epuizează însă posibilități de alte economii. Studii și cercetări noi, sînt în curs de efectuare, ca de exemplu, un sistem original hidrotehnic pentru amenajarea rîului Dîmbovița în București care poate aduce o economie de cca 3—4 m^3/s, introducerea pe scară mare a procesului de irigare în culturile de cîmp prin aspersiune etc.

In cadrul schemei generale, declanșarea realizărilor a fost începută cu una din lucrările cheie ale sistemului, și anume, punerea în valoare energetică și regularizarea debitelor rîului Bistrița, afluentul nordic cel mai important al Siretului.

Condițiile exceptionale sub raportul potențialului economic de acumulare, situează această lucrare în fruntea realizărilor similare din țările învecinate. Un baraj de greutate de cca 100 m înălțime maximă, va înmagazina cca 1 000 miliarde m^3, realizînd un procent de regularizare de 100%, debitul minim al rîului Siret va spori astfel de cel puțin două ori, pentru a putea fi folosit în interesul irigațiilor și al navigației în regiunile din aval.

Pînă la sfîrșitul actualului plan cincinal se vor termina și importantele lucrări hidrotehnice legate de acumularea de pe rîul Bistrița și anume hidrocentrala „V. I. Lenin" cu o putere instalată de 210 000 kW și o producție în anul normal de cca 490 milioane kW/h.

Ca încheiere a importantelor probleme de economie a apelor care preocupă forurile conducătoare din R.P.R., ne rămîne să aducem acum cîteva informații asupra amenajării Dunării, de asemenea sub aspectul lor de perspectivă. Această amenajare depășește prin amploare și întindere geografică, interesele unui singur stat riveran. Pînă în momentul actual se poate afirma că pe sectorul Sulina-Baziaș, contribuția substanțială la găsirea unei scheme de amenajare integrală revine într-o mare proporție specialiștilor romîni.

In acest sens trebuie relevate studiile efectuate în ultimii ani pentru canalizarea fluviului în scopul folosirii complexe: navigație, energie, agricultură, piscicol etc.

Aspecte interesate în cadrul acestui plan de amenajare le oferă Delta Dunării, zonă inundată frecvent, și puțin populată, care însă se pretează la valorificarea unor însemnate bogății naturale (pescărie, stuf, fertilitate deosebită a solului, vînat etc.). Problema de bază a amenajărilor hidrotehnice constă aici în reglementarea circulației apei în diferitele compartimente potrivit cu folosințele lor dominante, asigurarea navigației și apărarea terenurilor agricole, precum și a așezărilor omenești împotriva inundațiilor.

Actualmente un colectiv al Academiei R.P.R. urmărește și coordonează aceste studii.

Rezolvări organizatorice

Paralel cu activitatea tehnico-științifică în scopul rezolvării problemelor puse de economia apelor mai este de menționat aici și activitatea pe plan organizatoric.

În trecutul apropiat, deși nu au lipsit unele preocupări în acest domeniu, totuși nu se poate afirma că a existat o activitate organizată în măsura cerută de amploarea şi complexitatea valorificării apelor.

De abia după anul 1947 începe o activitate intensă cuprinzînd toate domeniile economiei apelor.

Apar primele institute de studii, cercetări şi proiectări pentru valorificarea principalelor folosinţe hidraulice; de asemenea pentru prima oară se înfiinţează un institut de planuri pentru amenajarea integrală a cursurilor de apă şi se construieşte unul din cele mai importante laboratoare hidrotehnice din sud-estul european. Se reorganizează şi se amplifică reţeaua de staţiuni hidrometeorologice. O dată cu reorganizarea învăţămîntului tehnic superior se înfiinţează facultăţi de specialitate în domeniul hidrotehnicii, hidroenergeticii, hidroamelioraţiilor.

Concomitent cu dezvoltarea de mari proporţii a sectoarelor industriale ale ţării, cu nevoile de apă din ce în ce mai mari ale agriculturii şi ale sănătăţii publice, s-a simţit nevoia şi de reglementări imediate; sarcina aceasta a fost încredinţată Direcţiei Generale Hidrometeorologice care a funcţionat pînă în anul 1956.

În prezent, organul coordonator al întregii activităţi hidrotehnice este Comitetul de Stat al Apelor din cadrul Consiliului de Miniştri.

★

La încheierea acestei prezentări informative a problemelor economiei apelor din R.P.R., trebuie remarcat un fapt incontestabil.

De unde în trecutul apropiat al economiei liberale valorificarea apei în R.P.R. s-a limitat la realizări sporadice şi de importanţă unilaterală, în actuala economie planificată s-au creat cele mai multe condiţii ca aceste importante resurse naturale să joace integral rolul cuvenit în refacerea şi dezvoltarea economiei naţionale a ţării.

Principiul de bază al economiei apelor este pe deplin însuşit de conducerea statului şi el este fericit formulat de către tov. Gheorghe Gheorghiu-Dej la 26 octombrie 1950 în raportul asupra planului de electrificare a ţării:

„Problema apelor ocupă un loc de frunte în viaţa economică şi socială a ţării noastre. Datorită rolului important al apei în agricultură, în determinarea climei şi în producerea energiei necesare electrificării, stăpînirea şi folosirea apelor noastre constituie una din problemele de bază a reconstrucţiei socialiste.

„Electrificarea ţării este legată nemijlocit de problema folosirii multilaterale a apelor: asigurarea stabilităţii şi creşterii producţiei agricole prin irigaţii, lupta împotriva secetei, prevenirea inundaţiilor, plantarea perdelelor de protecţie, amenajarea de baraje şi lacuri de acumulare, regularizarea debitelor rîurilor, amenajarea şi recîştigarea terenurilor inundabile, navigaţia, alimentarea cu apă a oraşelor şi centrelor industriale, piscicultura, amenajarea torenţilor şi reîmpădurirea.

„Nici una din aceste probleme nu poate fi rezolvată în mod separat, aşa încît numai într-un studiu complet şi coordonat al tuturor posibilităţilor de folosire a apelor, se va putea rezolva fiecare problemă în parte”.

Bibliografie

[1] *Mateescu Cr.:* Problemele hidrotehnice ale Romîniei (cu privire specială asupra regiunii de la sud de Carpaţii Meridionali). Bul. I.R.E. 1945.

[2] *Dinculescu C., Mateescu Cr., Moldoveanu N. şi Şerbescu D.:* Planul general de electrificare a Romîniei al XVI Congres A.G.M. 1945.

[3] *Mateescu Cr. şi Vasilescu Gr.,* Plan general de amenajare integrală a bazinului r. Argeş. Memoriu 1949.

[4] *Mateescu Cr.,* Principii de amenajare integrală a apelor. Rev. Hidrotehnica 1951.

[5] *Vladimirescu I. şi Vladimirescu G.,* Studii pentru amenajarea hidrotehnică a Dunării la Porţile de Fier. Bul. I.R.E. 3—4/1944.

[6] *Vladimirescu I.,* Consideraţiuni pentru amenajarea complexă a Deltei Dunării. Rev. Hidrotehnica 3/1956.

[7] *Vladimirescu I.,* Centrale hidroelectrice fracţionate în legătură cu viitoarele amenajări pe Dunăre. Rev. Hidrotehnica 4/1956.

[8] *Vladimirescu I. şi Boisnard J.,* Consideraţii asupra activităţii hidrologice în R.P.R. Memoriu 1955.

[9] *Pavel D.,* Plan général d'amenagement des forces hydrauliques de la Roumanie. I.R.E. 1933.

[10] *Pavel D.,* Die Wasserwirtschaft der Donau bei Eisernen Tor. I.R.E. 1942.

[11] *Vasilescu Gr.,* Canalisation du secteur des cataractes du Bas-Danube. I.R.E. 1932.

[12] *I.P.A.C.A. (1951—1954),* Schiţa planului de amenajare a cursului de apă din spaţiul Siret-Olt; schiţa planului de amenajare a Dunării între Hîrşova şi Olteniţa; schiţele planurilor de amenajare a Crişurilor, a rîului Olt, a Deltei Dunării, a cursurilor de apă din zona preorăşenească a Capitalei precum şi a rîurilor Jijia-Bahlui.

Diguri portuare la coasta romînească

Ing. V. COTOVU

CZ 627.514.2/3 (R)

Dig portuar în construcție pe coasta romînească. La ultimele diguri executate pe coasta romînească soluția cu zid vertical a fost eliminată, în primul rînd pentru motivul că adîncimile în care urmau să fie construite erau relativ mici (cel mult pînă la 12 m), și acest tip de dig este recomandabil la adîncimi mult mai mari.

În cele ce urmează vom arăta caracteristicile unui dig portuar de mare anvergură, construit în ultimul timp pe coasta romînească, analizînd efectele unor furtuni excepționale și trăgînd concluzii asupra dispozitivelor aplicate, după ce se vor analiza comparativ și unele diguri similare construite în străinătate.

Lucrările la acest dig au fost începute în 1938, suspendate în 1940, reluate în 1949 și suspendate din nou în 1954.

Pentru prima jumătate timpul de observație se apropie de 20 ani. Pentru cealaltă jumătate, de 2—6 ani. Desigur acest timp este redus pentru a trage concluzii complet valabile. Fenomenele oceanografice, în cazul nostru hule și valurile de o amploare extraordinară, ca și fenomenele meteorologice și hidrogeologice extraordinare, au frecvențe foarte reduse. Similar cu barajele și digurile fluviale, digurile maritime de apărare portuară ar trebui dimensionate la efectul unor hule ce apar o dată la 100 de ani și chiar la intervale și mai mari.

Istoricul portului Genova este caracterizat de dezastre în care digurile cedau completamente atacului mării. Aceste fenomene s-au întîmplat repetat la intervale de 100—150 ani. Dar date asupra valurilor din trecut nu există. În aceste condiții nu este de mirare că atît dezastrul de la Alger, cît și cel recent de la Genova se datoresc subestimării la proiectare a înălțimii și puterii hulelor posibile.

Pentru coasta romînească nu s-au efectuat pînă astăzi determinări ale elementelor valurilor prin măsurători directe. O instalație începută acum cîțiva ani, care trebuia să fie alcătuită dintr-un turn de observație pe un dig, din mai multe geamanduri pe două linii perpendiculare, iar în larg o miră prinsă de fundul mării, nu a fost pusă la punct și a fost părăsită. Determinarea elementelor valurilor, pentru calcul, se face neprecis pe baza unor metode indirecte. Această lipsă este intolerabilă și trebuie urgent înlăturată.

Elementele valurilor trebuie în permanență urmărite și înregistrate ca și nivelele și debitele apelor curgătoare.

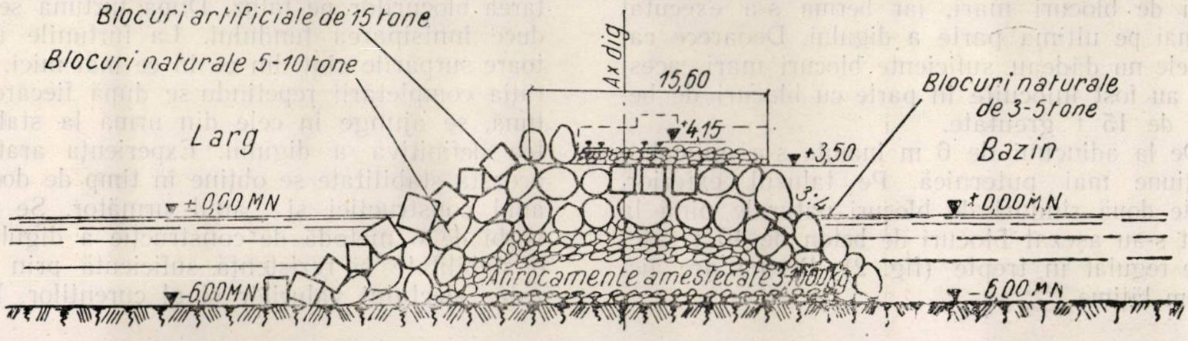

Blocuri artificiale de 15 tone
Blocuri naturale 5-10 tone
Ax dig
15,60
Blocuri naturale de 3-5 tone
Larg
+4,15
+3,50
Bazin
±0,00 MN
3:4
±0,00 MN
Anrocamente amestecate 3-1000 kg
-6,00 MN
-6,00 MN

Fig. 1.

Profilul transversal al digului. Pînă la adîncimi de 6 m digul s-a executat cu secțiunea arătată în fig. 1, geometric o secțiune trapezoidală cu platforma la cota +4,00 m, taluzul exterior 2/3 și cel interior 3/4. Dimensionarea s-a făcut avînd în vedere diguri similare expuse unor hule asemănătoare, posibilitatea de a se așeza liniile ferate necesare construcției și utilajul de care s-a dispus (macarale cu braț de pîrghie redus și la început lipsă de utilaj plutitor). Secțiunea constă dintr-un miez de material amestecat, teoretic piatră de la 3 la 1 000 kg, cu un oarecare conținut de material pămîntos, parțial spălat la așezarea în operă. Acest miez îndeplinește și rolul de a da impermeabilitate digului. Miezul este protejat de o carapace de blocuri mari alcătuită astfel: pe taluzul exterior, trei rînduri de blocuri naturale, primele de 5—10 t și cel exterior de 10—15 t; sub platforma superioară două rînduri de blocuri de 10—15 t; pe taluzul interior două rînduri de blocuri de 3—5 t. La piciorul taluzului exterior, începînd de la adîncimi de 5 m, o bermă de 10 m lățime și cel puțin 2 m grosime, alcătuită din blocuri de 1—3 t acoperite cu blocuri de 3—5 t. Pe marginea dinspre larg a platformei, un surplus de blocuri pînă la 15 t alcătuind un parapet.

În proiect se prevede pe platformă o placă de beton de 1 m grosime şi, eventual, un zid de gardă pînă la cota de +7,00 m. Pînă acum nu au fost construite nici placa nici zidul de gardă.

Executarea digului s-a făcut cu o macara de 15 t şi bătaie redusă (10 m). Piatra era adusă în cuve pe platforme de cale ferată (cîte una de vagon de 15 t capacitate). Cuva era ridicată de macara, răsturnată în corpul digului şi repusă goală pe platformă. Completarea taluzului se făcea prin rostogolirea blocurilor, cuva fiind răsturnată la partea de sus a taluzului. De aceea faţa taluzului nu prezenta regularitate şi unele blocuri se găseau într-o situaţie destul de instabilă. La prima furtună valurile puneau în mişcare aceste blocuri şi imediat după furtună taluzul era completat.

O mare parte a digului spre rădăcină a fost construit pe taluzul exterior numai cu două rînduri de blocuri mari, iar berma s-a executat numai pe ultima parte a digului. Deoarece carierele nu dădeau suficiente blocuri mari, acestea au fost înlocuite în parte cu blocuri de beton de 15 t greutate.

De la adîncimi de 6 m înainte s-a aplicat o secţiune mai puternică. Pe taluzul exterior, peste două rînduri de blocuri naturale pînă la 15 t s-au aşezat blocuri de beton de 40 t, aşezate regulat în trepte (fig. 2). Berma are aici 10 m lăţime.

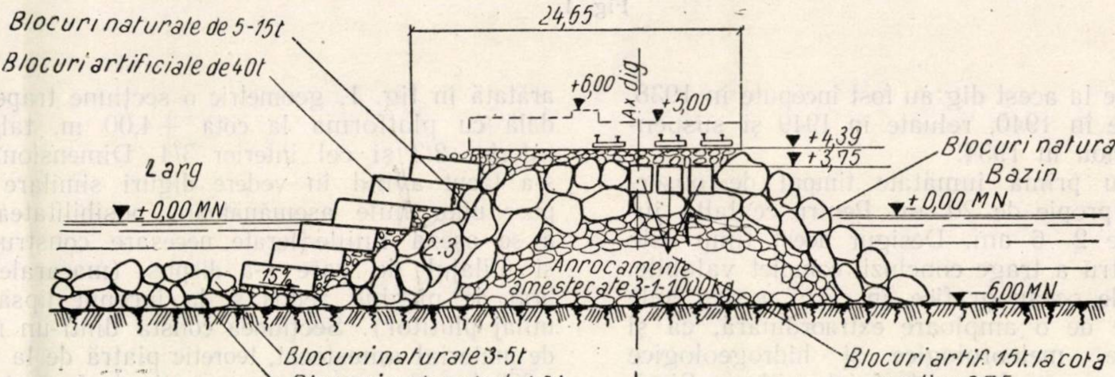


Fig. 2.

Blocurile erau aşezate cu o macara plutitoare de 50 t putere de ridicare la un braţ de pîrghie de 22 m, macara construită în U.R.S.S. Blocurile erau ridicate de pe trucuri aduse pe liniile ferate pe platforma digului, de la şantierul de betonaj.

Blocurile de bază erau aşezate pe un pat de piatră mică, reglat de scafandri. S-a evitat să se utilizeze piatră prea mică pentru a nu fi suptă de valuri de sub blocuri.

Înaintarea digului se făcea pe un covor de piatră amestecată aşezată dinainte pe toată ampriza digului, prin bascularea unor gabare care se încărcau cu 300 t material. Bascularea se producea prin admisia — prin manipularea unei vane — a apei mării într-un rezervor plasat lateral. În lipsa acestui covor agitaţia mării producea la capul digului o groapă care ajungea pînă la 2 m adîncime şi uneori mai mult, mărind volumul anrocamentelor intrate în dig.

Influenţa valurilor asupra digului. Atît timp cît digul a fost construit fără bermă pe fundul mării la piciorul lui şi fără covoare de piatră pe amplasamentul lui precedînd construcţia digului, valurile şi curenţii în lungul digului în timpul furtunilor obişnuite, cu o frecvenţă de două, trei ori pe an, cu deosebire în sezonul de iarnă, inclusiv sfîrşitul toamnei şi începutul iernii, produc adîncirea fundului în lungul digului, spre larg şi la capul lui, parte din blocurile de pe taluz cad şi se înfundă în şanţul produs. Este necesar a se face imediat completarea blocurilor pe taluz. După furtună se produce înnisiparea fundului. La furtunile următoare surpările sînt din ce în ce mai mici. Operaţia completării repetîndu-se după fiecare furtună, se ajunge în cele din urmă la stabilitatea definitivă a digului. Experienţa arată că această stabilitate se obţine în timp de doi ani: anul construcţiei şi anul următor. Se poate vorbi de o metodă de construcţie a digului cu o stabilitate şi rezistenţă suficientă prin utilizarea efectului valurilor şi al curenţilor. Experienţa a arătat că prin acest mod de lucru plusul de material faţă de secţiunea geometrică a digului este sub 40%, repartizat pe doi ani. În acest plus intră şi materialul mai mic pierdut, îndepărtat de valuri, cum şi spălările materialului pămîntos din partea amestecată din miezul digului şi materialul intrat în groapa formată de valuri în capul digului.

Executarea bermei la piciorul digului şi a covorului pe funduri înaintea digului reduce în măsură foarte mare efectul valurilor și al curenților asupra digului și plusul de material. În acest caz efectul valurilor și al curenților se va exercita mai mult asupra bermelor și covoarelor de pe funduri, și numai asupra acelor blocuri de pe taluz care se găsesc într-o poziție puțin stabilă. Cum această metodă de lucru s-a aplicat numai pe ultimii 300 m de dig și lucrările au fost suspendate, nu a fost posibil să se determine la cît se reduc pierderile cauzate de valuri, dar putem aprecia că aceste pierderi au scăzut cu cel puțin 50%. Rolul cel mai important al bermei este însă de a mări în mare măsură siguranța digului.

Balcanice. După aprecierile executanților digului, valurile au avut 5 m înălțime. Nivelul mării a fost foarte ridicat. La Midia nu s-a putut citi. În portul Constanța s-a înregistrat +0,70 m.

În vederea stabilirii efectelor furtunii s-a executat în aprilie 1952 o ridicare hidrografică pe o bandă de 350 m lățime spre larg, pe 700 m lungime de dig înspre cap. În această zonă se executase o ridicare în noiembrie 1951. Între această dată și martie 1952 nu fusese nici o furtună puternică, taluzul digului nu suferise schimbări și fundurile n-au putut varia mult. Putem admite că cele două ridicări ne pot da o imagine a efectului furtunii asupra fundului mării dealungul digului.

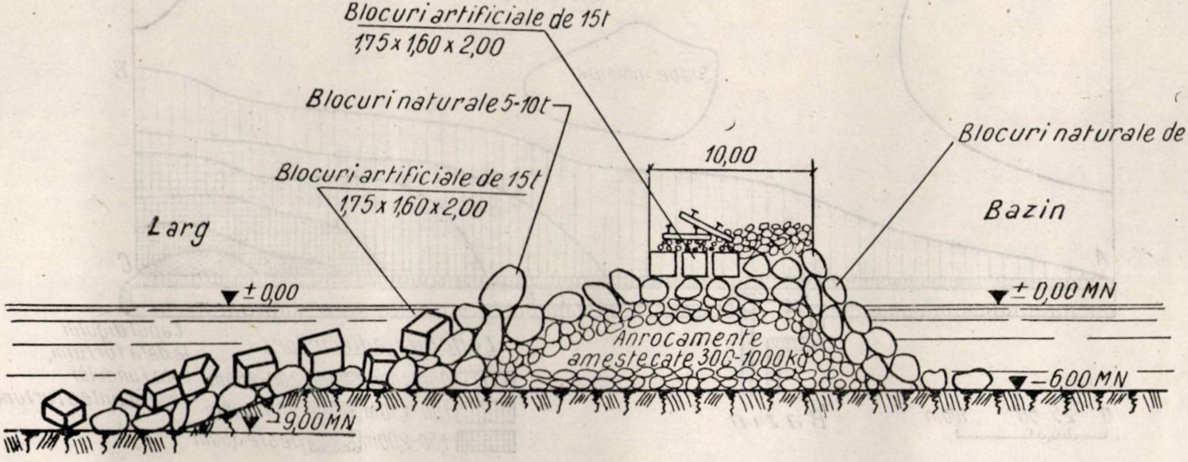


Fig. 3.

Viscolul din martie 1952. După datele obținute de la Institutul meteorologic central, viscolul a început în ziua de 7 martie 1952, fiind constatat la orele 7 la Sulina, la ora 16,30 la Midia și la orele 17,15 la Mangalia. La stațiuni se fac zilnic trei observații. Precis nu s-a înregistrat cînd s-a declanșat viscolul în fiecare stațiune. Viscolul a încetat la Midia la 9 martie, ora 19,15. Tăria maximă a fost apreciată la Midia la 8° Beaufort în ziua de 8 martie, iar pe tot litoralul, la 9°.

Observațiile au fost făcute fără anemografe, care singure pot da rafalele maxime de vînt. La București, în ziua de 8 martie 1952, orele 11, s-a înregistrat viteza de 151 km/h.

Viscolul s-a propagat de la N la S.

Vîntul a început slab dinspre NV, intensificîndu-se și rotindu-se în ziua de 7 martie după direcția NE și E, direcții păstrate în ziua de 8 martie, pentru a reveni, trecînd prin N, la direcția NV cu începere din 9 martie, slăbindu-și tăria.

Valurile au avut tăria maximă în ziua de 8 martie: între gradul 7 și 8 (valuri puternice și foarte puternice).

Viscolul a fost produs de întinderea peste Urali a unui maxim barometric siberian și de o depresiune mediteraniană în sudul Peninsulei

Eroziunile fundului au fost foarte puternice și sînt indicate în schița din fig. 4 (cotele reprezintă adîncimile față de fundurile existente înainte de furtună).

Adîncimile sînt mai mari lîngă dig și cresc spre capul acestuia, unde ajung la 3 m.

În acest punct fundul de 5 m a devenit 8 m după furtună.

Dincolo de capul digului, în prelungirea lui, s-au produs înnisipări importante, la 100 m depărtare atingînd 1,10 m.

În timpul furtunii s-a constatat un curent în lungul digului, spre capul lui, dar nu s-au făcut măsurători.

Se știe că în timpul furtunii se adună un surplus de apă înspre țărm. Acest surplus de apă, dintre țărm și dig, a putut produce curentul în lungul său și afuierea fundului, însă principala cauză a afuierii trebuie să fie considerată efectul direct al valurilor. Materialul afuiat dus de curent s-a depus mai departe dincolo de capul digului, unde curentul a putut să se disperseze. Fenomenul necesită o lămurire prin măsurători de viteze în timpul furtunilor și prin experiențe în laborator pe modele reduse.

Efectul asupra digului a fost corespunzător afuierilor fundului (fig. 3).

Pe prima parte a digului dinspre rădăcină nu s-au constatat efecte apreciabile.

Efecte puternice încep cu 700 m înainte de capul digului, fiind avariate liniile ferate şi stratul de piatră mică al platformei. Înspre cap linia ferată şi piatra măruntă dinspre larg a platformei au fost aruncate peste liniile ferate dinspre bazin. S-au produs surpări importante de blocuri de pe taluz. Muchia exterioară a platformei s-a coborît cu 1—1,5 m, iar în unele părţi, cu 2—2,50 m. Panta taluzului exterior s-a redus de la 2 : 3 la 1 : 2,5.

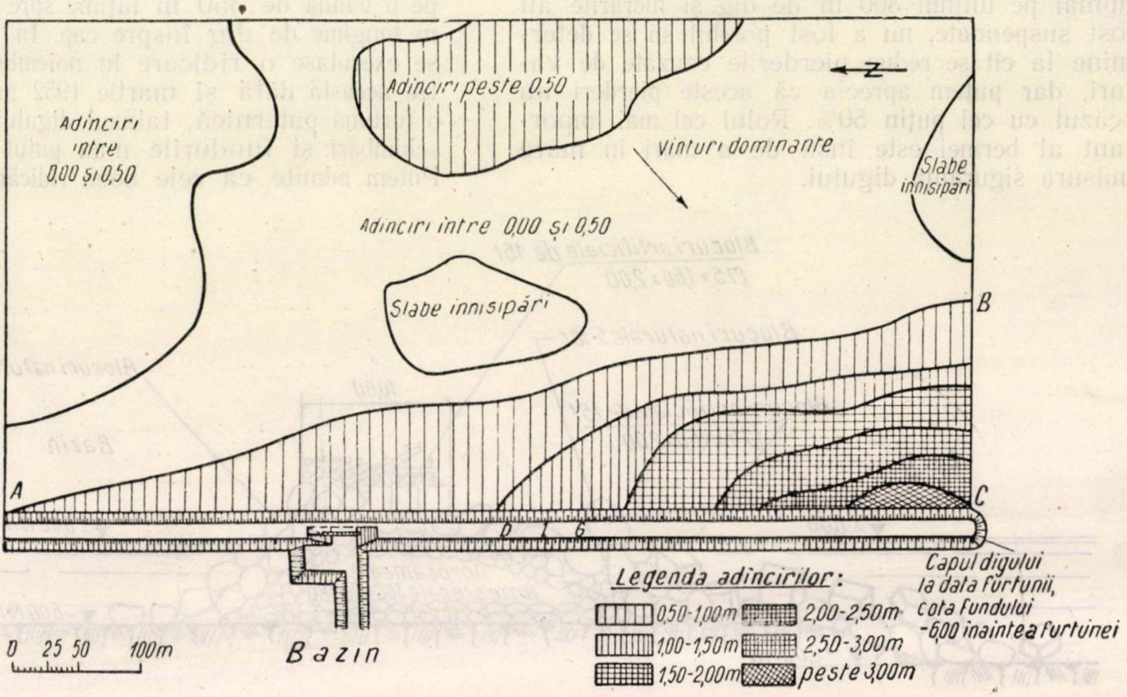


Fig. 4.

Graţie faptului că apărarea a fost realizată cu trei rînduri de blocuri de 5—15 t, digul nu a fost străpuns de asaltul valurilor, producîndu-se totuşi avarii importante. Pentru refacere a fost necesară cantitatea de 12 000 m³ piatră. Macaraua ce se găsea spre capul digului nu a suferit avarii. Porţiunea respectivă de dig fusese întărită mai puternic. Observăm că la data furtunii *digul era pe toată lungimea lui lipsit de bermă.*

Furtuna din octombrie 1953. La Midia, vîntul a început să bată slab din direcţia NV şi N în ziua de 8 octombrie 1953, iar în ziua de 9 octombrie s-a rotit bătînd de la NE şi s-a întărit treptat după orele 19, ajungînd la tăria 9. În zilele de 10 şi 11 s-a menţinut pe direcţia NE cu tăria 7—8. În ziua de 12 octombrie aceeaşi direcţie şi tărie (gradul 6—7), scăzînd spre seară. În ziua de 13, vînt slab dinspre NE şi N.

După datele comunicate de I.M.C., această furtună a bîntuit întreg litoralul nostru, atingînd viteza maximă de 20 m/s în zilele de 9 şi 11 octombrie.

Furtuna a fost determinată de diferenţa mare de presiune dintre centrul de mare presiune situat în Europa Centrală, care s-a deplasat spre răsărit, şi centrul depresionar din Mediterană.

După observaţiile personalului de pe şantier, valurile băteau normal pe dig, de la est la vest, cu toate că vîntul era de la nord-est. Înălţimea valurilor a fost apreciată la 6 m. După lovirea de dig, apa din valuri cădea pe platformă de la o înălţime ce varia între 1 şi 5 m, trecînd uneori peste dig.

În timpul furtunii nu s-au făcut observaţii asupra curenţilor de-a lungul digului, dar după observaţiile anterioare făcute cu oarecare regularitate s-a putut constata curentul de la nord la sud avînd la 10—15 m de la dig o viteză de 3 km/h, ce devine 4 km/h la vînt din sectorul N—NE. Curentul este îndepărtat spre larg la vînt din V şi SV.

Pentru a aprecia cu oarecare precizie efectul furtunii asupra fundului nu avem o ridicare apropiată a acestuia.

Ultima ridicare anterioară este din iulie 1952. După furtună s-a făcut o ridicare în aprilie 1954, adică după viscolele din iarnă. În timpul acesta digul a înaintat cu 166 m.

Pe ultimii 500 m, pe baza acestor ridicări, găsim erodări care merg pînă la 3 m adîncimi. Dat fiind intervalul atît de lung nu putem preciza cînd s-au format aceste adîncimi. La ele au putut contribui şi furtunile din ianuarie şi februarie 1954. Totuşi putem afirma tendinţa valurilor puternice de a produce adînciri spre larg, dincolo de bermă.

Personalul de pe şantier a putut constata că în timpul furtunii corpul digului era străbătut de apa mării încărcată cu nisip, care se depunea la piciorul taluzului.

La data furtunii capul digului ajunsese la limita peste care nu s-a trecut. Apărarea cu blocuri de 40 t era de-abia începută cu 166 m înainte de extremitate, nefiind completată decît pe 24 m, astfel încît spre cap digul era redus numai la secţiunea micşorată cu apărarea spre larg doar cu două rînduri de blocuri de 15 t, în faţa căruia urma să se completeze apărarea cu blocuri de 40 t.

Berma la piciorul digului era însă executată pînă la capătul digului pe aproape 300 m. În faţa capului digului, pe fund se găseau covoare de anrocamente aşezate cu gabare basculante. Similar cu ceea ce s-a întîmplat la furtuna din martie 1952, pe primii 1 300 m de dig nu s-au produs avarii.

Pe restul digului singurele avarii importante au fost la stratul de piatră măruntă de pe platformă, mai puţin acolo unde exista parapetul de blocuri pe marginea platformei şi mai puternic pe ultimii 100—150 m, ajungîndu-se la carapacea de blocuri de 15 t. Aici s-a constatat şi o tasare de circa 0,50 m a acestor blocuri, ceea ce se explică prin sugerea pietrei mărunte de către valuri prin golurile blocurilor.

Capul digului fiind surprins de furtună fără închidere suficientă, valurile au scos anrocamente din miez şi pe 4 m platforma s-a tasat pînă la nivelul mării.

Taluzul părţii din dig de la capăt, neprotejat încă cu blocuri de 40 t, a rezistat bine. Numai puţine blocuri naturale s-au surpat peste patul amenajat pentru aşezarea blocurilor de 40 t sau pe bermă. Blocurile de 40 t au rămas nemişcate cu mici excepţii. Astfel, spre extremitatea de sud, două blocuri care nu aveau completarea de anrocamente în spate au fost împinse cu 40 şi 10 cm.

Modul de comportare al blocurilor de 40 t este o dovadă că patul pe care sînt aşezate blocurile de bază a rămas nemişcat.

Nu s-a putut preciza dacă berma aşa cum a fost executată a avut sau nu deformări, tasări, mişcări de blocuri etc. Acelaşi lucru pentru covorul de piatră amestecată de la capul digului.

Cum berma a fost executată fără filtru invers este de aşteptat ca valurile să absoarbă nisip prin corpul bermei şi să producă unele tasări.

De altfel, berma avînd un profil cu totul neregulat, deoarece este executată prin bascularea gabarelor, sînt greu de urmărit tasări sau deplasări mici de blocuri.

Patul blocurilor însă, executat cu piatră mică (3—5 kg), neacoperit de blocuri, a fost răscolit de valuri şi a fost necesar să se niveleze din nou.

Berma a împiedicat formarea şanţului în apropierea digului, ceea ce a contribuit în măsură excepţională la menţinerea taluzelor, atît din blocuri naturale, cît şi din blocuri de beton de 40 t. De asemenea, covorul de piatră amestecată din capul digului a împiedicat formarea gropii, limitîndu-se astfel deteriorările acestuia.

Stricăciunile de la dig s-au produs în primele două zile ale furtunii. Două macarale, spre capul digului, n-au suferit avarii. Două geamanduri prinse de ancore la capul digului au fost deplasate cu circa 40 m. Rezultă că, în afară de răscolirea platformei alcătuite din piatră măruntă, efectele acestei furtuni asupra digului au fost incomparabil mai reduse decît cele produse de viscolul din martie 1952, cu toate că afuierile fundului mării au fost similare. Nu putem să ne bazăm suficient pe aprecierile personalului de pe şantier, care a găsit că valurile la această furtună au fost mai puternice decît cele de la viscolul din martie 1952. Din păcate nu s-au putut face măsurători exacte ale amplitudinii şi ale altor elemente ale valurilor. Rezistenţa atît de bună a digului la cea de-a doua furtună o atribuim bermei.

Viscolele şi gheţurile din ianuarie, februarie şi martie 1954. La 8 ianuarie 1954 s-a înregistrat pe coasta mării vînt puternic, care la staţia meteorologică Constanţa — Coastă a atins 16,3 m/s, însoţit de ninsoare (8 cm). Temperatura minimă —9,5°. Marea a îngheţat pe 100—150 m de la ţărm. La Midia, din E şi NE, tăria 8—9. Durata 24 ore. Valuri foarte mari.

În februarie, toată luna vînt de N, N-NE şi NE.

Între 1 şi 5 februarie 1954, în urma dezvoltării şi a deplasării peste bazinul Mării Mediterane şi Mării Negre a unor depresiuni barometrice, s-au provocat deplasări rapide de aer din nord şi nord-est.

În Midia, vînturile au variat conform indicaţiei din tabela 1.

Tabela 1

Februarie ziua	Forţa vîntului	Direcţia vîntului
1	5—2—5	N—NE
2	8—8—9	NE
3	10—11—8	NE
4	5—2—1	NE

Presiunea aerului a început să scadă la 2 februarie, vîntul atingînd viteza de 18 m/s.

O dată cu trecerea depresiunii principale, a fost activată invazia aerului rece. Temperatura aerului a scăzut sub minus 16°C.

În intervalul 2—6 februarie a nins aproape continuu, zăpada fiind puternic viscolită. Grosimea stratului de zăpadă a atins 45—55 cm. Vizibilitatea a fost zero la 2 și 3 februarie. Pe rest 1 la 8 km.

Viscol mare a fost și între 17 și 24 februarie, din cauza prelungirii sistemului anticiclonic deasupra întregii Europe de mijloc și a dezvoltării unei serii de depresiuni deasupra Mării Mediterane. Temperatura minimă a aerului —17°C. Cu intermitență, vîntul a atins 8°. Direcția N și NE. Stratul de zăpadă a crescut la 85 cm. Temperatura apei la adîncime de 2 m a variat între —1,2 și 0,3° (după datele șantierului).

În martie vînt de tărie 0—5° B. În general, de la NE.

Între 8 și 19 martie nu a fost vînt.

În ziua de 22 martie starea mării cu gradația 6, cu vînt de N NE și tăria 5.

Vizibilitatea 0 la 25 km. Temperatura apei —0,5° la +5°. Temperatura de —0,8 din cauza sloiurilor, între 8 și 19 martie, De la 19 martie, temperatura în creștere.

Ghețurile de la mijlocul lunii ianuarie, care s-au format în bazin, n-au mai permis lucrul pe apă.

Inițial, în bazin gheața a avut 10 cm grosime. Apoi ghețurile s-au suprapus, realizîndu-se grosimi de 40 cm.

În ziua de 22 ianuarie marea a început să înghețe spre larg, valurile sfărîmînd placa de gheață.

Apa a înghețat formînd o crustă atît pe blocurile apărării digului cît și pe platforma digului, într-o placă de 1—1,5 m grosime.

Ghețurile din bazin și din larg pe timp calm au format banchize vaste, care se întindeau pînă spre orizont (după unele aprecieri, pînă la 5 km). Se putea merge în bazin pe gheață la vase și între diguri. Sub efectul vînturilor și al curenților aceste banchize s-au pus în mișcare, producînd avarii vaselor și lucrărilor.

În ziua de 6 februarie, banchiza de ghețuri din bazin s-a pus în mișcare sub efectul vîntului puternic de NE, antrenînd parte din vase de serviciu și tîrînd și geamandurile de care erau prinse, și anume:

Două gabare de 300 t încărcămînt, prinse una la geamandură cu o ancoră de 2 t și alta cu două ancore de 300 kg, au fost tîrîte pe 500 m. Sloiurile se deplasau mai repede, alunecînd în același timp pe lîngă vase și geamanduri.

Două geamanduri fixate de cîte o ventuză de beton armat de 13 t greutate, avînd legate cîte o gabară de 30 t, nu au fost mișcate.

De asemenea, nu a fost mișcată o geamandură mai spre larg legată de două ventuze și de care erau legate o gabară de 300 t și una de 40 t.

În fața digului de larg se găseau din dispozitivul pentru măsurat elementele valurilor 6 geamanduri legate de blocuri de 3 t cu lanț de două funduri (15 m). Acestea au dispărut după ce au fost acoperite de ghețuri, fie că au fost antrenate de banchiză, fie că au fost sparte și înecate.

Adăugăm că o gabară basculantă surprinsă de îngheț cu încărcătură de piatră, fiind supraîncărcată defavorabil de ghețuri, a basculat conținutul în locul în care se găsea. În fine, unele vase supraîncărcate de gheața formată prin înghețul apei aruncate de valuri, au fost în pericol de a se scufunda.

Valurile mării au spart gheața în sloiuri sfărîmînd-o în cele din urmă într-o masă de blocuri mici și ace de gheață, care a avut un efect mecanic important asupra lucrărilor. Astfel de fenomene de ghețuri pe coasta noastră sînt rare, o dată la cîteva zeci de ani. Rezultă că după furtuna puternică din octombrie 1953 au urmat curînd un viscol puternic în ianuarie 1954 și altul în februarie.

S-a arătat amănunțit efectul furtunii din octombrie 1953 asupra digului. Celelalte viscole au avut efecte similare, și anume deteriorarea importantă a platformei, care era refăcută la data cînd s-a dezlănțuit viscolul din ianuarie și era refăcută pentru a doua oară cînd s-a dezlănțuit viscolul din februarie 1954.

Blocurile de 40 t au rămas nemișcate, cu excepția unui bloc din rîndul IV avînd fața la cota +1,50, care, fiind la extremitatea rîndului, neprins într-o lucrare încheiată, a fost aruncat de valuri în spatele rîndului III.

Un alt efect important al ghețurilor a fost erodarea puternică a blocurilor naturale și de beton. Această erodare era produsă prin mișcarea sfărîmiturilor de gheață, prin frecare și prin proiectarea puternică de către valuri, executîndu-se o intensă operație de polizare. Blocurile de la nivelul apei din exterior au pierdut complet crusta de vegetație, care altfel rezistă perfect la cele mai puternice lovituri ale valurilor. Acest efect s-a exercitat și asupra blocurilor de beton la care a dispărut complet crusta de mortar rezultată la turnarea cu vibrare a betonului.

Un efect similar am constatat și la un număr de zece blocuri care se găseau pe trucuri spre capul digului. Crusta de mortar devenise detașabilă de masa betonului.

Cercetînd în aceeași zi șantierul de blocuri de la rădăcina digului de larg, unde se găseau sute de blocuri, n-am constatat la nici unul un astfel de efect. Distrugerea și detașarea pojghiței de mortar trebuie să fie datorite efectului combinat al înghețului și dezgheţului şi al izbirii puternice şi repetate cu apă, gheaţă şi nisip.

Condiţii de fundare ale digului. Pe lungimea construită digul stă pe un strat de nisip cenuşiu-gălbui, fin calcaros cu numeroase resturi de cochilii, relativ omogen. La rădăcina digului nisipul stă pe calcar jurasic care la mal apare aproape de nivelul mării, dar care spre larg cade repede. La capătul porţiunii construite forajele detectează în masa de nisip un strat de praf argilos galben între cotele —24 şi —28.

Nu s-au constatat tasări importante la dig. Probele de laborator au stabilit pentru nisip coeficientul de tasare specifică de ·5 mm/m pentru un spor de încărcare de 2 kg/cm², rezultînd o tasare pentru dig sub 25 cm.

Constatări mai recente asupra stării digului. În cursul anului 1954 a fost terminată apărarea din blocuri de 40 t pe ultima porţiune de la capăt, de 166 m. Capul a fost consolidat cu un număr de blocuri de beton de 15 t aruncate neregulat.

În anii 1955 şi 1956 nu s-a executat nici o lucrare de întreţinere la acest dig. Cu toate acestea, la 26 octombrie 1956 am putut constata că situaţia digului era foarte bună.

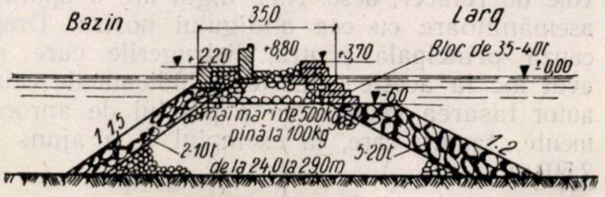
Prea puţine erau locurile unde ar fi necesar să se facă completări pe taluzul de blocuri aruncate, nu însă de o urgenţă imediată.

Apărarea de blocuri de beton de 40 t, aşezate regulat în trepte, se menţine de asemenea foarte bine, ceea ce indică stabilitatea patului şi protecţia eficace a fundului prin berma de la piciorul digului. Numai cîteva blocuri din rîndul cel mai de sus au fost împinse spre interior, din cauza golului ce s-a format în spatele lor, piatra mică din acest loc, neprotejată deasupra cu blocuri mari, fiind smulsă de valuri. Deocamdată această deplasare nu este de natură a produce periclitarea apărării, dar golurile din spate trebuie să fie completate.

Singurele stricăciuni de oarecare importanţă sînt deteriorările aduse platformei, similar cu cele expuse mai înainte.

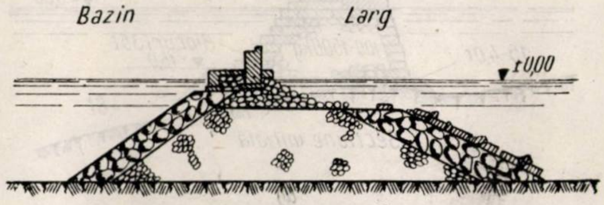
Exemple de diguri din anrocamente protejate cu blocuri de beton şi concluzii pentru digul considerat. Ne referim, în primul rînd, la lucrarea sovietică „Cauzele distrugerilor la construcţiile portuare de apărare“, 1950, de I. N. Safir. În această lucrare, autorul descrie amănunţit şi sistematic mai multe cazuri de distrugeri totale sau deteriorări de diguri de porturi, trăgînd şi concluzii. Multe exemple sînt de diguri din anrocamente şi apărare cu blocuri de beton, adică similare soluţiei adoptate la digul nostru. Reproducem exemplele I, II şi III date de autor:

Exemplul I (fig. 5). Un dig de 840 m lungime, fundat la cota de —24 pînă la —29 pe nisip fin. Miezul din anrocamente sub 100 kg pînă la cota —6,00 m şi peste 500 kg mai sus. Apărarea în exterior cu blocuri naturale 5—20 t pînă la cota —6,00. Aceasta alcătuieşte o bermă pe care se aşază blocuri de beton de 35—40 t, aşezate în trepte pînă la cota +3,70.



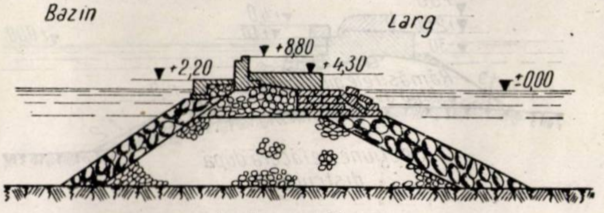
Secţiune iniţială

a)



Secţiune avariată

b)



Secţiune refăcută

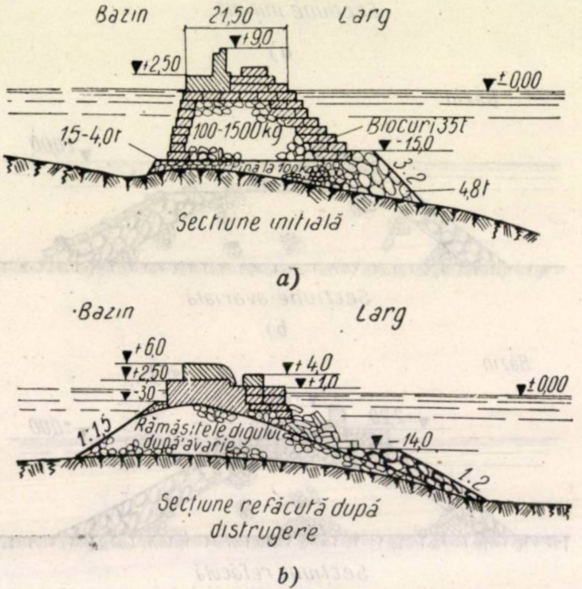
c)

Fig. 5.

Digul este prevăzut cu un zid de gardă pînă la cota +8,80. Între acesta şi apărarea de blocuri de beton platforma nu este protejată. Valurile au o înălţime maximă de 6,5 m. După 10 ani de la construcţie au apărut avarii importante la dig pe 150 m lungime. Blocurile de beton au căzut pe taluz (fig. 5, *b*). Valurile au desfundat platforma neapărată şi au supt de sub zidul de gardă blocuri pînă la o tonă greutate. Reparaţii s-a făcut conform fig. 5, *c* prin acoperirea platformei cu masivi mari de beton şi prin completarea apărării cu blocuri de beton aruncate. Astfel refăcut, digul se menţine bine.

Exemplul II (fig. 6). Acesta este de asemenea un dig în apă foarte adîncă. Apărarea cu blocuri coboară pe o bermă la cota —15,00 m, fundul apei fiind apreciabil mai jos. A fost construit în 1910. Are o secţiune mult mai redusă faţă de digul din exemplul I. Şi acest dig a fost avariat foarte grav. La refacere, corpul superior a fost executat din mase de beton coborîte mult sub nivelul apei, apărat în faţă cu blocuri de beton aruncate şi numai la partea superioară blocuri aşezate regulat.

Exemplul III (fig. 7). Un dig în ape adînci (18 m) pe mîl peste stîncă. S-a urmărit să se realizeze o secţiune cu bază întinsă şi suprastructură redusă. Lățimea la nivelul apei 14,00 m, ceea ce noi considerăm prea puțin. Apărarea cu blocuri de beton așezate în treaptă și înclinate pe spate. Și acest dig a avut nevoie de refaceri dese. Aici, digul are o apărare asemănătoare cu cea a digului nostru. Drept cauză principală pentru distrugerile care au avut loc la aceste diguri este indicată de către autor tasarea neuniformă a patului de anrocamente, tasare care, la exemplul I, a ajuns la 2,50 m.



a)

b)

Fig. 6

Autorul ajunge la concluzia că acest tip de apărare este nerațional și nu-l recomandă. Vom analiza în ce măsură această concluzie este aplicabilă și în cazul nostru.

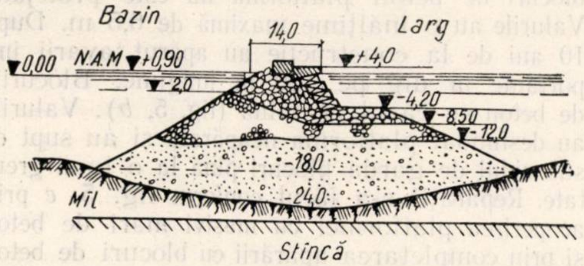


Fig. 7.

Observăm că toate exemplele care au servit la tragerea acestei concluzii sînt diguri în ape foarte adînci, între 18 și 29 m. Masivii de anrocamente care formau berma pe care se fundau pilele de blocuri ce alcătuiau apărarea aveau o înălțime de la 10 la peste 20 m. Pe de o parte, astfel de masivi se puteau tasa apreciabil și neuniform, iar pe de altă parte, blocurile, o dată ajunse la marginea bermei, găseau adîncimi foarte mari, care înghițeau ușor totalitatea lor.

La exemplul III, în plus, fundul era alcătuit din mîl refulabil, ceea ce a putut produce tasări foarte inegale. Ori, nu acesta este cazul nostru. Adîncimea maximă la care ajunge digul de larg este numai 11,50 m și grosimea masivului de anrocamente care alcătuiește berma variază de la 2,50 la 5 m, iar fundul este de nisip. În aceste condiții nu se vor putea produce decît tasări foarte mici.

Pe de altă parte, blocurile de apărare s-au așezat suprapuse, fără a se țese, formînd pile independente. O pilă răsturnată nu atrage neapărat după ea altele. Berma fiind lată și înălțimea peste fund fiind mică, sînt toate șansele ca în caz de accident blocurile răsturnate să rămînă pe bermă fără a se răspîndi mult, formînd un contrafort ușor de completat prin aruncarea unor blocuri suplimentare. Dat fiind cele două rînduri de blocuri naturale care apără în timpul construcției masivul de anrocamente, nu este nici un pericol de distrugere imediată a digului în cazul în care unele pile de blocuri de 40 t s-ar răsturna. Înclinarea pilelor de blocuri pe spate este o garanție în plus de stabilitate.

Stabilitatea apărării cu blocuri de 40 t depinde și de existența bermei din fața blocurilor, pentru ca valurile să nu extragă piatra din patul blocurilor.

În cazul unui strat subțire de blocuri alcătuind berma este necesar să se împiedice sugerea nisipului prin bermă, la trecerea valului, ceea ce face necesară executarea unui filtru invers la bermă.

Nu este suficient să se evite tasări mari și inegale pentru ca pilele de blocuri de apărare să nu se prăbușească. Valurile pot mișca blocuri cît de mari, prin efectul, în anumite condiții, al subpresiunii. În această privință citām cazul de la Mers-El-Kebir unde la un dig recent construit apărarea cu blocuri de 80 t a avut de suferit (fig. 8). În primul rînd s-a deplasat blocul *a* („Travaux", oct. 1951).

Oservăm că, la Constanța, la digul de larg blocurile de 35 t așezate în scară nu sînt mișcate de valuri (Exemplul IV, fig. 9).

În tratatul citat se fac următoarele recomandări:

Blocurile așezate în asize orizontale, în cazul unor valuri de 4,5—5 m înălțime, se recomandă a fi mai mari decît 50 t. Dacă blocurile sînt înclinate, ele pot fi mai mici.

În cazul nostru blocurile sînt mai mici (40 t).

Nu avem însă cunoștința certă asupra înălțimii maxime a valurilor, iar pilele sînt înclinate pe spate. În iarna 1953, la Midia un bloc de 40 t a fost mișcat de valuri, dar el se găsea în condiții excepționale, într-o margine, fără să fie încadrat între două blocuri și era acoperit parțial de alt bloc. Cum la Constanța blocurile de 35 t așezate orizontal în apărare rezistă foarte bine acțiunii valurilor, conchidem că blocurile de 40 t sînt suficiente. De altfel, digul de la Constanța avînd o expunere și o apărare similare, rezistă foarte bine de mai bine de 50 ani.

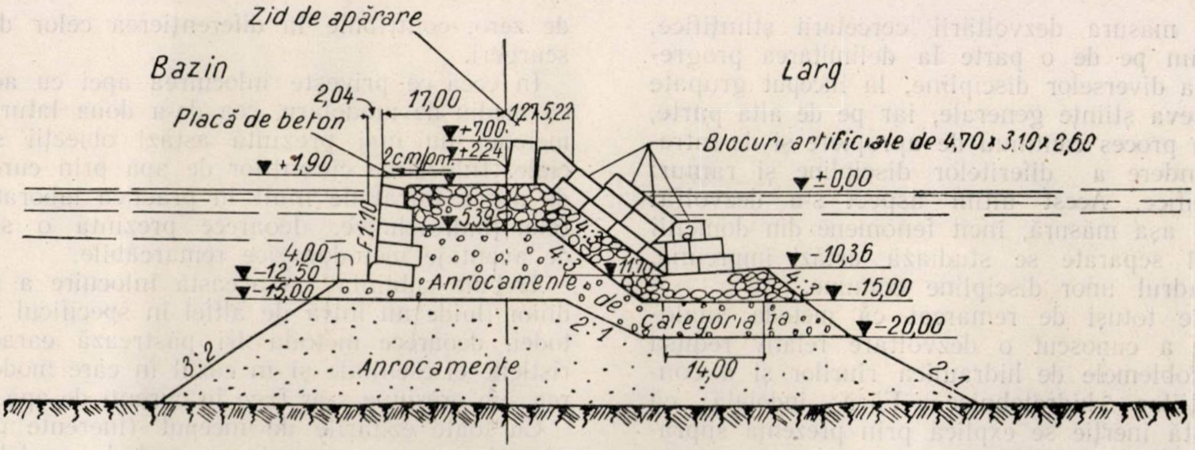

Zid de apărare
Bazin
Larg
2,04
17,00
1,27
5,22
Placă de beton
+7,00
+2,24
Blocuri artificiale de 4,70 × 3,10 × 2,60
+1,90
2cm/pm.
±0,00
F1:10
5,39
4:3
4:3
a
4,00
-12,50
-15,00
11,70
-10,36
Anrocamente
de
-15,00
4:3
categoria Ia
-20,00
2:1
3:2
Anrocamente
14,00
2:1

Fig. 8.

Mai departe, autorul recomandă așezarea blocurilor în pile dacă fundul nu este stîncos. În cazul nostru, blocurile au fost așezate în felul acesta.

Se recomandă ca berma să aibă 2,5 m grosime minimă și un filtru invers de piatră spartă de 0,50 m grosime.

La Midia berma are grosimi de peste 2,50 m, dar nu s-a executat un filtru invers.

Observații asupra bermei executate vor arăta dacă la continuarea lucrărilor va fi necesar să se prevadă un filtru invers.

Experiența de pînă acum ne-a arătat că digul, așa cum a fost proiectat și executat, este pe deplin rezistent. Mărimea blocurilor de apărare și dispozitivul lor de așezare prezintă o rezistență suficientă la tendința de mișcare și de smulgere din partea valurilor, iar piciorul digului este bine asigurat contra afuierilor prin bermă.

Durata digului depinde neapărat de întreținere. În primul rînd, berma trebuie observată anual și completată la nevoie. De asemenea, la timp vor trebui făcute completări la blocurile de pe taluz. Atunci cînd placa de beton de pe platformă va fi executată, va dispărea și deficiența pe care o prezintă răscolirea platformei de către valuri. Cum însă construcția plăcii urmează să se facă după terminarea lucrărilor, deci la o dată necunoscută, iar răscolirea platformei poate fi produsă o dată sau de mai multe ori pe an, este necesar să se aplice un dispozitiv care să înlăture acest inconvenient. Astfel se poate executa un pavaj de piatră mare, bine împănată, care în portul de pe coasta atlantică din Africa Centrală, Point Noir, s-a dovedit a rezista bine în astfel de cazuri, liniile ferate urmînd a se fixa pe longrine de beton.

În încheiere, relevăm încă o dată dificultatea în care se găsesc proiectanții de lucrări maritime pe coasta noastră din cauza lipsei de măsurători și de observații științifice ale elementelor valurilor care nu se pot face fără un minimum de instalații ce nu se pot improviza ușor. Problemele de oceanografie fizică ar trebui date în sarcina unui institut de specialitate. Coordonarea acestor studii credem că ar putea intra în preocupările Comitetului de Stat al Apelor.

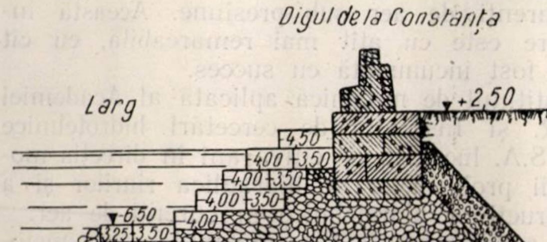

Digul de la Constanța
Larg
+2,50
4,50
400
3,50
4,00
3,50
4,00
3,50
-6,50
4,00
3,25
3,50

Fig. 9.

Bibliografie

[1] *Safir I. N.*, Cauzele distrugerilor la construcțiile portuare de apărare, 1950, Editura Moskoitransport, Moscova, pag. 282—286 și capitolul 3 „Concluzii generale“, pag. 326—354.

[2] *Girod Henry*, Studiul întăririi taluzelor de protecție a digurilor de nord a bazei navale Mers-El-Kebir, revista „Travaux“, octombrie 1951, pag. 559—566.

Studiul scurgerilor hidraulice cu nivel liber în curenţi de aer sub presiune

Conf. ing. M. KAHAN şi ing. S. HÎNCU

CZ 627.131

Pe măsura dezvoltării cercetării ştiinţifice, asistăm pe de o parte la delimitarea progresivă a diverselor discipline, la început grupate în cîteva ştiinţe generale, iar pe de altă parte, la un proces continuu de apropiere şi de întrepătrundere a diferitelor discipline şi ramuri ştiinţifice. Acest ultim aspect s-a dezvoltat într-o aşa măsură, încît fenomene din domenii iniţial separate se studiază astăzi împreună, în cadrul unor discipline comune.

Este totuşi de remarcat că metoda analogiilor a cunoscut o dezvoltare relativ redusă în problemele de hidraulica rîurilor şi a construcţiilor hidrotehnice. Fără îndoială că această inerţie se explică prin prezenţa suprafeţei libere de scurgere, care apare în aceste cazuri şi care-şi găseşte cu greu un corolar fizic în oricare alt domeniu al naturii.

În aceste condiţii se poate considera ca o iniţiativă cu totul remarcabilă propunerea lui Averkiev A. G. [1, 2], de la Institutul V.N.I.I.G. din Leningrad, de a studia problemele de hidraulica rîurilor şi a construcţiilor hidrotehnice în curenţi de aer sub presiune. Această încercare este cu atît mai remarcabilă, cu cît ea a fost încununată cu succes.

Institutul de mecanică aplicată al Academiei R.P.R. şi Institutul de cercetări hidrotehnice al C.S.A. lucrează de cîţiva ani în direcţia modelării problemelor de hidraulica rîurilor şi a construcţiilor hidrotehnice în curenţi de aer.

În articolul de faţă se prezintă esenţa metodei şi avantajele ei, cum şi justificările existente astăzi în practica cercetării hidraulice ce se pot aduce în sprijinul utilizării curenţilor de aer în modelarea construcţiilor hidrotehnice.

Esenţa metodei constă în tratarea scurgerilor cu suprafaţă liberă, care apare în cazul problemelor hidraulice ale rîurilor şi construcţiilor hidrotehnice, drept scurgeri sub presiune, şi în înlocuirea curentului de apă cu un curent de aer.

Metoda presupune modelarea albiei şi a construcţiilor hidrotehnice la o scară foarte mică 1/1 000—1/5 000), limitarea suprafeţei libere a scurgerii printr-un material rigid şi transparent (plexiglas, geam etc.) şi lansarea unui curent de aer între model şi suprafaţa scurgerii.

Metoda prezintă astfel două laturi distincte. Prima latură, şi desigur cea mai caracteristică, constă în tratarea scurgerilor cu suprafaţa liberă drept scurgeri sub presiune. Faptul că la suprafaţa liberă a scurgerilor cu nivel liber, gradientul vitezei este egal cu zero, iar forţele de frecare lipsesc, pe cînd la scurgerile sub presiune întotdeauna la perete, gradientul vitezei şi forţele de frecare au valori diferite de zero, contribuie la diferenţierea celor două scurgeri.

În ceea ce priveşte înlocuirea apei cu aerul ca mediu de modelare, cea de-a doua latură a metodei nu mai prezintă astăzi obiecţii speciale. Înlocuirea curenţilor de apă prin curenţi de aer a intrat de mult în practica laboratoarelor hidrotehnice, deoarece prezintă o serie de avantaje metodologice remarcabile.

Trebuie subliniat că această înlocuire a mediilor fluide nu intră de altfel în specificul metodei, deoarece metoda îşi păstrează caracteristicile ei esenţiale şi în cazul în care modelarea sub presiune s-ar face în curenţi de apă.

Cu toate ezitările de început (inerente unei propuneri noi de cercetare), metoda modelării rîurilor şi a construcţiilor hidrotehnice în curenţi de aer s-a impus ca o consecinţă a necesităţii de a lucra cu modele la o scară redusă, care să permită o evaluare rapidă şi economică a fenomenelor hidraulice.

Studiile efectuate pînă astăzi de Averkiev A. G. şi Ghiriarov N. P. din Leningrad şi de către noi, au dovedit că pot fi obţinute rezultate cu gradul de aproximaţie cerut de astfel de cercetări. Diferenţele ce se obţin între modelarea hidraulică şi cea în curenţi de aer pot fi reduse la valori admisibile şi curente în practica laboratoarelor hidraulice.

Caracteristicile specifice pe care metoda le introduce în studiu conduc, fără îndoială, la abateri de la fenomenul natural. Sarcina cercetătorului constă tocmai în a cunoaşte şi în a stăpîni aceste caracteristici specifice.

Studiul posibilităţi substituirii sistemelor sub presiune celor cu nivel liber (fără ca prin aceasta să se introducă erori apreciabile datorite condiţiilor la limită diferite şi compresibilităţii aerului) este încă o chestiune deschisă, pe care lucrările ulterioare urmează să o lămurească. Desigur că nu este de aşteptat ca încercările în curenţi de aer să înlocuiască pe scară largă, şi cu atît mai puţin integral, încercările hidraulice. Pentru o serie întreagă de probleme la care însă suprafaţa liberă a scurgerii este plană sau aproape plană şi la care ea este cunoscută cu anticipaţiei (şi de cele mai multe ori ea este cunoscută cu anticipaţie şi stă de obicei la baza cercetării hidraulice), metoda modelării în curenţi de aer este pe deplin viabilă. Acesta este cazul în studiile nodurilor hidrotehnice, prizelor de apă cu nivel liber, decantoarelor şi a altor mişcări, care se caracterizează printr-o scurgere liniştită a apei. Prin randamentul ei şi prin noile posibilităţi pe care le oferă în domenii pînă astăzi inaccesibile, metoda modelării în curenţi de aer prezintă un pas important și curajos înainte în cercetarea hidraulică.

Avantajele metodei. Metoda modelări în curenți de aer s-a impus datorită faptului că ea aduce: a) economii de timp, b) economii de forțe umane și materiale, c) comoditate în pregătirea modelelor și, uneori d) posibilități noi de investigație.

Limita micșorării scării de modelare în cercetarea construcțiilor hidrotehnice pe modele hidraulice o constituie păstrarea regimului turbulent. La modelarea scurgerilor cu suprafață liberă, necesitatea de a respecta criteriul Froude conduce, pe măsura micșorării scării, la viteze din ce în ce mai mici. In aceste condiții, păstrarea regimului turbulent desigur că limitează scara de modelare și conduce la modele mari, greoaie și scumpe.

Alteori, studiul unor obiecte hidrotehnice individuale este împiedicat din cauză că nu se cunosc anumite condiții la limită — condiții la limită care nu pot fi determinate teoretic — iar determinarea lor pe un model hidraulic ar cere timp și mijloace materiale importante.

Modelarea cu aer rezolvă astfel de greutăți prin faptul că, în cazul scurgerii sub presiune, păstrarea regimului turbulent poate fi asigurată chiar la scări de modelare foarte mici, printr-o mărire corespunzătoare a vitezei, la care se păstrează numărul Re mai mare decît valoarea lui critică.

Ca o consecință a celor de mai sus se poate trece la modelarea la o scară foarte mică și, deci, la modele de dimensiuni mici pînă la cele ale unei mese de lucru obișnuite. In același timp, modelele cu aer nu cer instalații speciale de alimentare, rezervoare de măsură, bazine și canale pentru recircularea apei, deoarece însuși atmosfera înconjurătoare asigură un circuit perfect al aerului. Puterea instalată necesară scade de asemenea foarte mult, de 10—20 ori și uneori chiar mai mult, față de cea a unei instalații hidraulice. Prin utilizarea aerului ca mediu fluid, dispar problemele legate de umiditate și, deci, se poate utiliza o gamă mai largă de materiale în construcția modelelor, cum sînt plastelina, ipsosul, lemnul etc., ceea ce ușurează foarte mult confecționarea modelelor.

Toate cele de mai sus conduc la economii importante de timp, de cheltuieli cu cercetările și de mijloace materiale.

Averkiev A. G. [1] ilustrează aceste economii prin cifrele indicate în tabela 1 și obținute în cadrul a trei studii efectuate comparativ, atît pe modele hidraulice, cît și în curenți de aer.

Experiența obținută de autorii acestui articol în studiul unor probleme hidrotehnice din țara noastră confirmă datele generale indicate în tabelă.

Tabela 1

Modelul	Suprafața ocupată, în m^2		Timpul necesar pentru construcția modelului, în zile-om		Timpul necesar pentru executarea unei experiențe în zile-om	
	Apă	Aer	Apă	Aer	Apă	Aer
Model I	1 000	3	300	12	10	2
Model II	3 000	19	1 000	50	20	4
Model III	150	1	120	8	8	2

Instrumentele, echipamentul de încercare și tehnica de măsurare nu constituie o problemă în încercările cu aer, deoarece ele au fost mult dezvoltate în cadrul cercetărilor aerodinamice. Acest lucru reprezintă un avantaj deosebit, deoarece aparatajul de măsurat foarte fin pus la punct de tehnica aerodinamică permite să se facă măsurători mult mai sensibile, mai exacte și uneori — așa cum este cazul măsurătorilor de pulsație a vitezei — se poate face măsurarea unor valori care pînă astăzi nu puteau fi detectate cu ajutorul tehnicii existente în practica laboratoarelor hidraulice.

Trebuie remarcat și faptul că tehnica laboratoarelor aerodinamice permite să se facă măsurători de viteze și presiuni în orice punct al scurgerii, lucru care nu este încă întotdeauna realizabil în cazul modelării hidraulice.

Este necesar aici, desigur, să se arate și unele dezavantaje care decurg din utilizarea curenților de aer în studiul construcțiilor hidrotehnice. Așa cum se va arăta ulterior, influența modificării condițiilor la limită, în lungul suprafeței libere, asupra scurgerii, deși poate fi redusă simțitor, nu poate fi totuși complet eliminată și existența ei afectează într-o măsură oarecare rezultatele încercărilor.

De aici decurge și necesitatea de a studia cu atenție condițiile la limită care apar în lungul suprafeței libere, pentru a le putea evalua în interpretarea rezultatelor și pentru a putea reduce la minimum influența lor perturbatoare.

Justificarea metodei. S-a arătat mai înainte că în cadrul metodei se introduc două elemente caracteristice, și anume: tratarea scurgerilor cu nivel liber drept scurgeri sub presiune și înlocuirea apei cu aer, ca mediu fluid de studiu.

In legătură cu primul aspect prezentat mai sus este de remarcat faptul că, în practica anterioară a cercetărilor hidraulice, există elemente care arată că mecanismul scurgerii cu nivel liber este analog cu mecanismul scurgerii sub presiune.

Astfel, este cunoscută asemănarea mare care există între graficul coeficientului pierderilor de sarcină în lungul mişcării obţinut de Nikuradze, pentru scurgeri sub presiune, şi cel obţinut de Zegjda, pentru scurgeri cu suprafaţă liberă. Asemănarea dintre aceste rezultate reflectă faptul că mecanismul pierderilor de sarcină în lungul mişcării este acelaşi şi că exprimarea valorii coeficientului λ în funcţie numai de numărul Re şi de rugozitatea relativă este satisfăcătoare şi compatibilă cu ambele tipuri de scurgere.

De asemenea, şi în ceea ce priveşte pierderile de sarcină locale este de remarcat de exemplu faptul că atît saltul hidraulic, cît şi lărgirea bruscă de secţiune la scurgerile sub presiune se supun aceloraşi legi şi pot fi exprimate cu ajutorul aceloraşi relaţii de calcul. Acest lucru a fost de mult sezisat de cercetători şi a sugerat ideea că mecanismul pierderilor de sarcină este acelaşi şi în acest caz.

Şi într-un domeniu atît de complex cum este cel al mişcării aluviunilor în curenţi cu nivel liber sau sub presiune, există multe caracteristici şi aspecte asemănătoare ale fenomenelor.

Miski E. M. [3] a studiat comparativ viteza de deplasare a dunelor de nisip. Pentru aceasta el a efectuat experienţe proprii în tunel aerodinamic şi a folosit încercările în curent de apă ale lui Puşkarev.

Ulterior, White C. M. [4] a studiat efortul de tîrîre critic al pornirii aluviunilor în curent de apă cu nivel liber şi în curent de aer sub presiune.

De asemenea, Escande L. [5] a remarcat asemănarea izbitoare dintre configuraţia dunelor de nisip din pustiu şi cea a dunelor de nisip care apar pe modelele hidraulice de albie cu fund mobil. El a făcut un studiu comparativ între dunele de nisip ce apar într-un curent de apă cu nivel liber şi într-un curent de aer sub presiune.

În ultimul timp, Zingg A. W. [6] a prezentat un studiu amplu asupra mişcării aluviunilor în curenţi de aer şi a făcut totodată o serie de consideraţii în legătură cu aceleaşi fenomene care au loc în curenţi de apă.

Trebuie amintite aici şi studiile efectuate de Escande L. şi apoi de Iorgulescu Fl. [7] asupra scurgerii în zona grătarelor de liniştire ale unui decantor. Scurgerea în natură are loc cu nivel liber, în timp ce studiile au fost efectuate cu succes şi cu avantaje deosebite pe modele hidraulice sub presiune.

Fără îndoială că verificarea obiectivă a tratării scurgerilor cu nivel liber drept scurgeri sub presiune, precum şi a utilizării ei în practică, o poate da compararea, pe un număr cît mai mare de cazuri, a rezultatelor obţinute pe modele sub presiune şi nivel liber, avînd în vedere că cele din urmă s-au verificat în practica încercărilor de laborator.

În acest sens sînt deosebit de valoroase rezultatele obţinute de Averkiev A. G. [1, 2] care, în cadrul unor studii metodologice, a comparat cele două tipuri de scurgere. Astfel, Averkiev A. G. a efectuat următoarele cercetări:

a) *Studiul planului scurgerii la bazinul Centralei Scekinski.* Problema a fost studiată pe două modele cu apă la scările 1:100 şi 1:1 000 şi pe un model cu aer la scara 1:2 500.

Scurgerea se caracterizează printr-o formă în plan foarte neregulată cu numeroase vîrtejuri. Compararea rezultatelor obţinute pe modele cu apă şi aer arată o identitate perfectă a scurgerilor, conform fig. 1 *a* şi *b*.

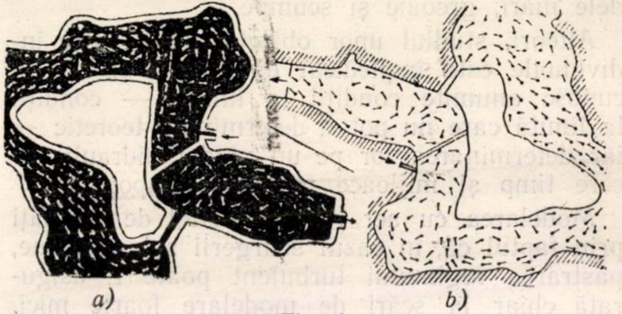


Fig. 1

a — Studiul planului scurgerii la bazinul centralei Scekinski — model cu apă; *b* — studiul planului scurgerii la bazinul centralei Scekinski — model cu aer 1:2 500.

b) *Studiul curenţilor diagonali pe un model plan schematic.* Modelul cu apă este reprezentat în fig. 2, *a*, iar cel cu aer în fig 2, *b*. Pe modele s-au studiat planul scurgerii şi limita zonei de automodelare. Modelul schematic reprezintă lansarea simetrică a unui jet de fluid într-un bief aval dreptunghiular. În cercetare s-au urmărit planul scurgerii, forma jetului şi a vîrtejurilor, conform fig. 3.

Pentru a caracteriza mişcările s-au ales ca parametri lungimile celor două vîrtejuri L_1 şi L_2, care s-au reprezentat grafic în funcţie de numărul Re scris cu raza hidraulică la intrarea jetului pe model (fig. 4).

După cum se observă pe grafic, punctele experimentale corespund în mod satisfăcător pe modelele cu aer şi apă. Limita zonei de automodelare se găseşte în jurul numerelor Reynolds 3 000, valoare desigur caracteristică pentru acest gen de mişcări.

c) *Studiul unui model de albie cu fund mobil.* Încercările au fost efectuate pe modele schematice. Considerînd cel mai mare model studiat cu apă ca prototip, cercetările s-au efectuat pe un model cu apă la scara 1:4 şi pe unul cu aer la scara 1:5, conform fig. 5. Pe prototip, aluviunile au fost modelate din nisip, pe modelul cu apă — dintr-un material uşor, iar pe cel cu aer — din rumeguş şi nisip.

Rezultatele obţinute, deşi au un caracter calitativ, arată că se pot efectua, cu succes, studii asupra albiilor cu fund mobil pe modele cu aer.

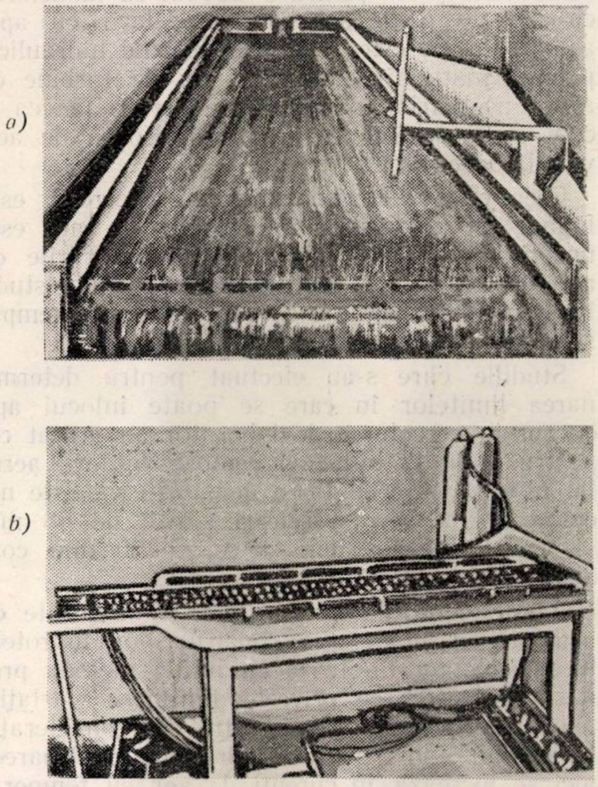


Fig. 2
a — studiul curenţilor diagonali pe un model plan cu apă; b — studiul curenţilor diagonali pe un model cu aer.

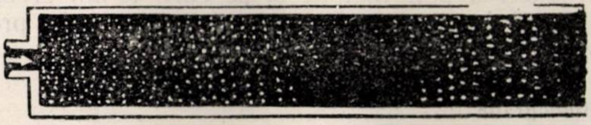


Fig. 3
Planul scurgerii.

d) *Studiul eficacităţii şicanelor asupra disipării jetului în plan.* Studiul problemei a fost realizat pe un model hidraulic obişnuit (fig. 6 *a*) şi pe unul cu aer la scara 1:6 (fig. 6 *b*).

Rezultatele obţinute au fost asemănătoare, ele confirmînd că modelarea cu aer se poate aplica şi pentru cazurile la care suprafaţa liberă a apei nu este perfect plană.

Toate aceste studii — aşa cum arată autorul lor — au dovedit posibilitatea de a trata scurgerile cu nivel liber drept scurgeri sub presiune şi posibilitatea de a trece la utilizarea acesteia ca metodă sistematică de studiu.

În toate încercările lui Averkiev apa a fost înlocuită cu aer ca mediu fluid, acesta constituind de altfel cea de-a doua caracteristică a metodei.

Apa şi aerul au fost mult timp tratate ca două fluide complet diferite. De aceea dinamica gazelor şi hidrodinamica s-au dezvoltat separat, constituind la început două domenii de cercetare autonome şi care nu aveau decît puţine puncte comune.

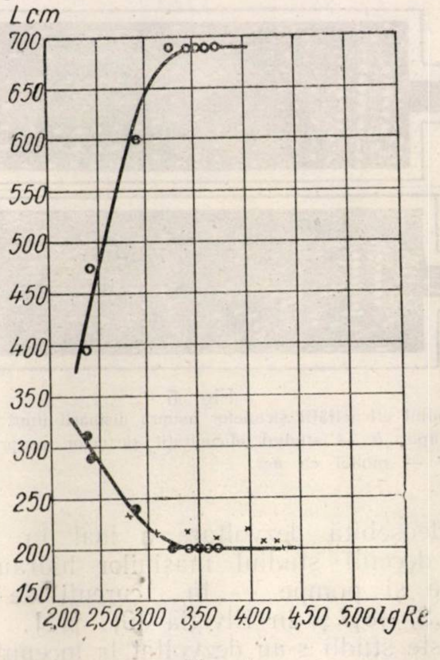


Fig. 4
Variaţia lungimii vîrtejurilor în funcţie de numărul Re.

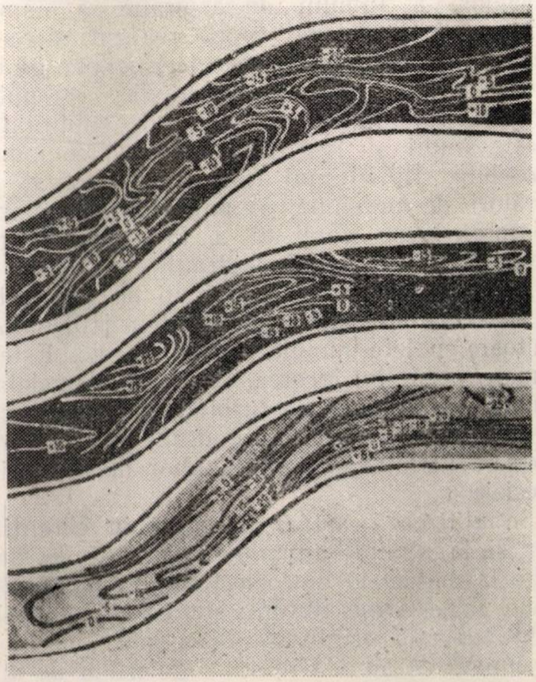


Fig. 5
Studiul unui model de albie cu fund mobil.

Astăzi, studiul celor mai importante fenomene din hidro- şi aerodinamică se poate realiza după metode comune. În acelaşi timp, graţie utilizării unor metode noi de studiu s-au putut realiza progrese considerabile în cercetarea științifică. De exemplu, studiile generale asupra turbulenței efectuate în curent de aer au fost utilizate și în domeniul scurgerilor hidraulice, unde aparatura, nefiind încă pusă la punct, nu permite astfel de studii.

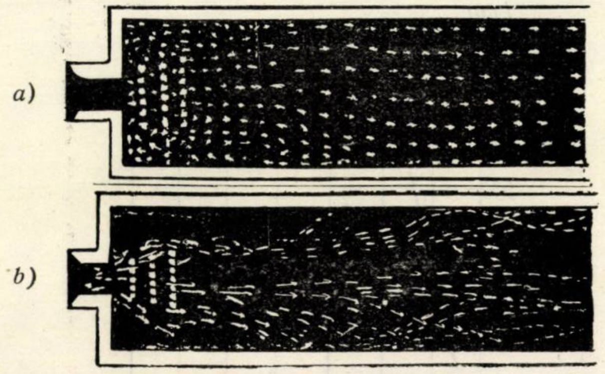


Fig. 6

a — studiul eficacității șicanelor asupra disipării unui jet — model cu apă; b — studiul eficacității șicanelor asupra disipării unui jet — model cu aer.

O deosebită dezvoltare a luat în ultimele două decenii studiul mașinilor hidraulice — turbine și pompe — în curenți de aer în U.R.S.S. [8] și în Elveția [9], [11].

Aceste studii s-au dezvoltat la început pentru determinarea unor fenomene locale — forma paletelor, a tubului de aspirație, a camerei spirale etc.; ulterior, s-au realizat cercetări pentru determinarea caracteristicilor globale energetice ale mașinilor hidraulice — putere, pierderi, randament etc. Este de subliniat că aceste studii au fost efectuate cu o comoditate deosebită. În ultimul timp s-au efectuat măsurători de presiune pe paletele rotoarelor în mișcare, lucru care nu a fost realizat pînă astăzi în laboratoarele hidraulice]12[.

Astăzi se studiază în curenți de aer turbine și elemente ale turbinelor cu abur [10] : distribuitoare, palete mobile, injectoare etc. Este de remarcat că în încercările cu aer modelarea anumitor elemente de turbină se poate realiza în dimensiuni mai mari decît cele naturale, ceea ce permite efectuarea unor măsurători de precizie.

Se utilizează astăzi încercări în curenți de aer și la studiul anumitor instalații de închidere la centralele hidroelectrice, ca de exemplu, vane plane, vane fluture, sferice etc. [13—15].

O aplicație originală și-au găsit încercările în curenți de aer, la recepția galeriilor de aducție ale centralelor hidroelectrice înainte de punerea în funcțiune a acestora [16]. Acest lucru este deosebit de important pentru verificarea coeficienților de pierdere de sarcină avuți în vedere la proiectarea centrală, în special atunci cînd galeriile se lasă necăptușite — verificare care nu se poate realiza în curenți de apă decît după punerea în exploatare a întregii instalații, cînd o ameliorare a rugozității galeriei este greu de realizat.

Dacă la început astfel de încercări s-au realizat mai mult pentru a ilustra o lege fundamentală și nu pentru a dovedi că modelarea cu aer se poate substitui modelării cu apă, astăzi, fie că este vorba de turbine hidraulice, pompe, instalații hidraulice, fie de turbine cu abur, încercările în curenți de aer se fac ca și cum ar fi vorba de turbocompresoare de aer, ventilatoare etc.

Ceea ce caracterizează aceste încercări este faptul că modelarea în curenți de aer este uneori mai eficace chiar decît încercările cu apă sau cu vapori, iar alteori, ea permite studii în domenii cu totul noi, cum ar fi de exemplu studiul paletelor turbinelor în mișcare.

Studiile care s-au efectuat pentru determinarea limitelor în care se poate înlocui apa cu aer în cercetarea de laborator au arătat că, pentru a limita influența compresibilității aerului la o variație de 1% a densității ρ_a, este necesar să nu se depășească viteze de 68 m/s și variații de presiune de $\Delta_p = 150$ mm col. apă.

Aceste condiții, desigur, pot fi asigurate cu ușurință în modelarea construcțiilor hidrotehnice și ele nu limitează cu nimic metoda propusă. În ceea ce privește limitarea variației temperaturii, ea nici nu intră în considerație în studiul construcțiilor hidrotehnice, deoarece aici se lucrează în curenți de aer cu temperatura practic constantă a mediului înconjurător.

Acestea au fost cîteva elemente existente astăzi în practica hidrotehnică, ce sprijină introducerea noii metode și pe care le-am crezut util să le expunem înainte de a trece la prezentarea studiilor proprii.

Bibliografie

[1] *Averkiev A. G.*, Novîi metod ghidravliceskih modelnîh isledovanii, Trudî VNIIG, nr. 57, Leningrad.

[2] *Averkiev A. G.*, Opît primenenia aerodinamiceskoi modelî dlea ghidravliceskih isledovanii rec. Isvestia, VNIIG, 1954, nr. 52.

[3] *Minski E. M.*, Turbulantnosti ruslovogo potoka, Ghidrometeoizdat, Leningrad, 1952.

[4] *White C. M.*, Equilibrium of grains on the bed of a stream, Londra, 1939.

[5] *Escande L.*, Similitude des ondulations de sable des modèles reduits et des dunes du désert, „Houille Blanche“, nr. A. 1950.

[6] *Zingg A. W.*, Wind, Tunnel studies on the mouvement, Congresul al V-lea de Hidraulică, Jowa, 1952, p. III.

[7] *Iorgulescu Fl.*, Poteri napora v derivaționîh soorujeniah ghidroelektrostanții, Disertație, Moscova, 1953.

[8] *Povh I. L.*, Modelirovanie ghidravliceskih turbin v vozdușnîh potokah, Gosenergoizdat, Moscova-Leningrad, 1955.

[9] *Ackeret J.*, *Keller C.* și *Salzman F.*, L'air comme moyen de recherches sur l'écoulement dans les turbines à vapeur, Bulletin „Escher Wyss“, tome VII, nov-dec. 1934.

[10] *Keller C.*, Essais sur modèles appliqués aux éléments de turbines à vapeur, Bulletin „Escher Wyss", tome X, ian.-mar. 1937.

[11] *Keller C.*, Stations aérodynamiques pour l'essai des machines hydrauliques, Bulletin „Escher Wyss", tome X, oct.-dec., 1937.

[12] *Keller C.*, Le rôle des recherches dans la construction des turbines, Bulletin „Escher Wyss", tome 15/16, 1942—43.

[13] *Keller C.* și *Salzmann F.*, Essais sur modèles des vanes-papillon, au moyen de l'air, Bulletin „Escher Wyss", tome IX, ian.-mar., 1936.

[14] *Keller C.* și *Vuskovic I.*, Essais d'écoulement dans les organes de sécurité des centrales hydrauliques, Bulletin „Escher Wyss", tome 15/16, 1942—43.

[15] *Vuscovic I.*, Constructions nouvelles d'organes de sécurité pour turbines hydrauliques, Bulletin „Escher Wyss", tome 17/18, 1944—45.

[16] *Remanieras G.*, *Bourguignon P.*, Prédétermination des pertes de charge d'une canalisation d'eau par circulation d'air, „Genie Civil", 1953, nr. 6, 7, 8, 9.

Calculul infiltrației prin digurile de pămînt omogen în regim nestaționar

Ing. N. ARVANITOPOL, ing. L. CARAIANI, ing. R. MÎNDRU

CZ 627.823.46

În numărul 2/1956 al reviste „Hidrotehnica" [1], autorii articolului de față au dat o soluție pentru calculul infiltrației prin diguri de pămînt omogen, în cazul cînd nivelul apei din amonte este staționar. Acest caz se realizează însă numai la rețineri permanente — baraje de retenție — și la rîuri, atunci cînd nivelul maxim al undei de viitură durează un timp îndelungat. În acest sens este caracteristic hidrograful viiturii Dunării din anul 1926, cu o durată a vîrfului de cca. 75 de zile, sau cel al rîului Prut din anul 1955, la care vîrful a durat timp de aproape 90 de zile.

De obicei, însă, nivelul apei este nestaționar, unda de viitură variind foarte mult ca formă și durată.

Digurile sau barajele de pămînt care se construiesc pentru diferite scopuri, în ipoteza menținerii unui nivel staționar, se dimensionează totdeauna în ipoteza apariției apei de infiltrație pe taluzul aval, astfel că principala verificare a acestor construcții constă în determinarea înălțimii de ieșire a apei infiltrate și în prevederea unor măsuri corespunzătoare, ca de exemplu: drenarea piciorului taluzului aval.

Pentru construcțiile hidrotehnice de pămînt concepute în vederea reținerii unui nivel de apă nestaționar — cazul digurilor de apărare — verificarea principală constă în *determinarea timpului necesar apei infiltrate pentru a străbate corpul digului.* Această verificare este de maximă importanță, deoarece ea permite să se realizeze o secțiune de dig astfel aleasă, încît apa de infiltrație să nu apară pe taluzul aval înainte de a fi trecut viitura, cu alte cuvinte durata viiturii să fie mai mică decît durata de infiltrare a apei. Ori acest lucru constituie chezășia unei lucrări bine concepute, dat fiind că luarea unor alte măsuri, ca instalarea unui dren la piciorul taluzului aval sau prevederea unui nucleu cu permeabilitate redusă, reprezintă o lucrare cu totul neeconomică, avînd în vedere lungimile mari ale acestor construcții, uneori sute de kilometri.

Pentru rezolvarea acestei probleme s-au dat pînă în prezent unele soluții, toate însă avînd unele inconveniente datorită cărora ele nu satisfac pe proiectanții însărcinați cu rezolvarea unor asemenea probleme.

În cele ce urmează se vor expune aceste soluții, precum și inconvenientele lor și se va încerca, totodată, să se propună o nouă soluție.

1. **Metoda ing. R. Mîndru** [2] constituie o primă încercare făcută în acest sens la noi în țară, fiind elaborată din necesitatea de a rezolva aceste probleme care interveneau în mod frecvent în preocupările Institutului de proiectări pentru ameliorații (I.P.A.).

Metoda expusă pe larg în cuprinsul publicației indicate calculează timpul în care o particulă de apă străbate linia de infiltrație pornind de la următoarele premize:

— linia de infiltrație este o parabolă ce trece prin punctul de intersecție al planului nivelului apei din amonte cu taluzul respectiv;

— linia de infiltrație este tangentă la taluzul aval;

— viteza este $K \sin \alpha$, K fiind permeabilitatea digului, iar α — unghiul tangentei la parabola cu orizontala.

Pornind de la aceste premize, autorul găsește prin integrare că timpul de infiltrație a apei prin dig este dat de relația:

$$T = \frac{8L^2 + 3H^2}{259\,200\ KH}\ [\text{zile}], \tag{1}$$

în care H este adîncimea apei în amonte, iar L — lungimea proiecției orizontale a parabolei.

Analiza ulterioară a metodei a dus însă la concluzia că ea nu corespunde realității, deoarece pînă la stabilizarea liniei de infiltrație va trece un timp în care vom avea alte linii de infiltrații intermediare. În orice caz, viteza de propagare a acestor linii determină timpul în care se va stabiliza linia superioară admisă în calcul, astfel că timpul de parcurgere a acestei linii superioare se poate determina după ce ea s-a stabilizat.

Pe de altă parte, metoda se bazează pe ipoteza existenței unei linii de infiltrație sub formă de parabolă; ori, după cum s-a arătat ulterior [1], linia de infiltrație este formată din două parabole avînd o tangentă comună.

2. **Metoda Szalay Miklós** [3] folosită frecvent de unele institute, admite ipoteza că linia de variație a nivelului apei în rîu se poate asimila cu o sinusoidă, $m=h \sin \pi \frac{t}{T}$ (fig. 1), în care h est nivelul maxim, m — nivelul variabil, t — timpul, iar T — durata viiturii.

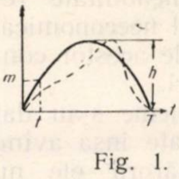


Fig. 1.

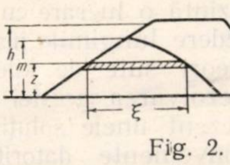


Fig. 2.

De asemenea, admite că viteza pe orizontală (fig. 2) este

$V=K\frac{m-z}{\xi}$, deci $d\xi=K\frac{m-z}{\xi}\,dt$, care, integrată, dă:

$$\xi=\sqrt{2K\left[\frac{Th}{\pi}\left(\cos \arcsin\frac{z}{h}\,\frac{z}{h}\arcsin\frac{z}{h}-\cos\pi\frac{t}{T}\right)\right]}-zt; \quad (2)$$

cînd $t=T$ și $z=0$, se obține (fig. 3):

$$l_v=32{,}2\sqrt{KTh}, \quad (3)$$

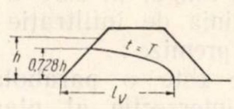


Fig. 3

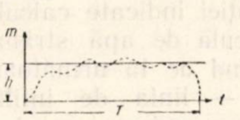


Fig. 4.

în care K este exprimat în cm/s, T în zile, iar h în m.

In cazul cînd avem o oscilație mică în jurul nivelului maxim (fig. 4), se ia $V=K\frac{h-z}{\xi}$, obținîndu-se:

$$l_v=41{,}7\sqrt{KTh}. \quad (4)$$

Analiza acestei metode conduce la următoarele observații:

a) Variațiile nivelelor apelor dintr-un rîu nu se pot asimila cu o sinusoidă, care este o curbă simetrică. În general, creșterile nu sînt simetrice cu descreșterile; de asemenea, variațiile sînt foarte neregulate pe intervale de timp, intervenind chiar descreșteri și apoi creșteri. Practic este aproape imposibil să se încadreze hidrograful unei viituri într-o sinusoidă.

b) Formula vitezei $V=K\frac{m-z}{\xi}$ este dezavantajoasă, deoarece nu limitează vitezele în dig, care nu trebuie să depășească viteza critică K, pentru ca digul să nu fie spălat. Acest lucru este pus în evidență de a doua formulă de bază $V=K\frac{h-z}{\xi}$ în care, considerînd $\xi=0$, adică momentul cînd apa începe să se infiltreze, rezultă $V=\infty$ ceea ce nu corespunde realității.

c) Lățimile la bază, care rezultă din aplicarea acestor formule, sînt mult prea mici față de experiența care arată lățimi de aproape două ori mai mari.

Exemplul ce urmează va ilustra mai bine acest lucru.

Se va considera digul de la Dunăre ale cărui dimensiuni sînt arătate în fig. 5. Se va încadra viitura din 1897 înregistrată la stația Oltenița în sinusoida propusă de Szalay, cu următoarele

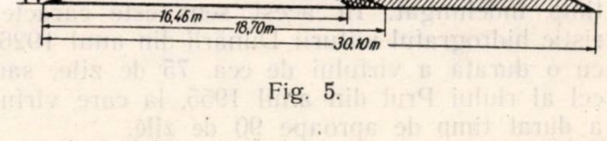


Fig. 5.

caracteristici:

— h = 2,62 m, corespunzătoare diferenței dintre vîrful viituri (+791) și cotei medii a terenului pe care se află digul (+529);

— T = 106 zile, corespunzător duratei acestui hidrograf;

— se va admite o permeabilitate de 10^{-5} m/s sau 10^{-3} cm/s, indicată de autor.

În acest caz se obține:

$$l_v=32{,}2\sqrt{10^{-3}\times 106\times 2{,}62}=17{,}50 \text{ m}.$$

Considerînd o acoperire a bazei digului de 1,20 m, corespunzătoare unei capilarități medii, rezultă lățimea bazei de 17,50+1,20=18,70 m.

Dacă viitura ar fi avut o durată mai mare cu o oscilație mică în jurul nivelului maxim, ceea ce este cazul cu viitura din 1926, ale cărei caracteristici sînt h=1,60 m și T=63 zile, s-ar fi obținut:

$$l_v=41{,}7\sqrt{10^{-3}\times 63\times 1{,}60}=15{,}26 \text{ m}$$

și, deci, baza digului 15,26+1,20=16,46 m.

După cum se observă în fig. 5, pentru primul caz toată secțiunea hașurată ar fi inutilă, iar pentru cel de-al doilea caz, și secțiunea dublu hașurată.

Pe de altă parte, s-a considerat o permeabilitate de 10^{-3} cm/s dar la o permeabilitate de 10^{-2} cm/s ar rezulta lățimi de 52,49 m, respectiv 44,62 m, deci o creștere foarte mare a bazei.

3. **Metoda prof. dr. ing. G. Supino** [4]. Se pleacă de la ecuația de continuitate în mișcarea nepermanentă, și anume $\frac{dq}{dx}=n\frac{dy}{dt}$, în care q este debitul, n — porozitatea și t — timpul.

Ecuația de mai sus a fost simplificată de Boussinesq [5] în modul următor:

Avem aproximativ $q=-Ky\frac{dy}{dx}$, deci

$$\frac{dq}{dx}=K\left[\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+y\frac{d^2y}{dx^2}\right]. \tag{5}$$

Neglijînd pe $\left(\frac{dy}{dx}\right)^2$, care are o valoare mică, și presupunînd că y oscilează foarte puțin în jurul unei valori medii h_0, se obține:

$$\frac{dq}{dx}=Kh_0\frac{d^2y}{dx^2}=n\frac{dy}{dt}. \tag{6}$$

Soluția dată acestei ecuații diferențiale este:

$$Y=A_0+A_1x+Be^{-\mu x}\cos(\omega t-\mu x), \tag{7}$$

în care $\omega=\frac{2\pi}{T}$; $n=\sqrt{\frac{\omega x}{2Kh}}$.

Pentru $x=0$, se obține variația nivelului în rîu de forma:

$$Y=B\cos(\omega t). \tag{8}$$

Se ia o formă triunghiulară și una parabolică de variație a nivelului apei, dezvoltîndu-se în serii Fourier pentru a se putea trece la variația apei infiltrate.

Din cele arătate se constată că integrala generală a ecuației diferențiale

$$Kh_0\frac{d^2y}{dx^2}=n\frac{dy}{dt}$$

este de forma:

$$Y=A_0+A_1x+Be^{-\mu x}\cos(\omega t-\mu x)+ \\ +Ce^{-\mu x}\sin(\omega t-\mu x). \tag{9}$$

Deci, nu se tratează decît o integrală parțială.

Pe de altă parte, dezvoltările în serii Fourier dau naștere la calcule anevoioase și nu pot cuprinde întreg domeniul de variație al apelor din rîuri.

De altfel, se tratează numai două cazuri care aproape nu intervin în natură, și anume variația în rîu triunghiulară și variația sub formă de patru arce de parabole, racordate tangențial între ele.

Drept observații finale, autorul arată următoarele:

„Încheiem lucrarea noastră fără a ne face iluzia că am soluționat definitiv problema infiltrației prin diguri și prin baraje; totuși credem că cel puțin am prezentat-o pe baze raționale; atrăgînd atenția cititorului asupra modificărilor pe care le propun pentru liniile de infiltrații calculate de Kozeny și Casagrande, pentru mișcarea staționară, ca și punerea de probleme relativ la infiltrația prin diguri, îmi exprim speranța că în curînd se vor elabora cercetări noi experimentale și teoretice în privința acestei ultime probleme".

Trebuie să precizăm că în ce privește modificarea liniei de infiltrație dată de Casagrande, este vorba de prima soluție (6) la care a renunțat dînd ulterior alta (7). Această ultimă soluție a fost analizată de noi în cuprinsul articolului precedent [1], unde s-au arătat dezavantajele ei.

Sîntem de acord cu prof. G. Supino că pînă în prezent s-au pus numai probleme fără a fi soluționate și sperăm ca articolul de față să constituie o contribuție la rezolvarea problemelor.

4. **După Ph. Forchheimer** [5], problema determinării timpului de infiltrare a apei s-ar prezenta sub forma următoarei integrale:

$$y=he^{-\mu x}\sin(\omega t-\mu x). \tag{10}$$

Pentru $x=0$, rezultă o variație în rîu de forma:

$$y=h\sin(\omega t) \tag{11}$$

cu $\omega=\frac{2\pi}{T}$.

La distanța x și la momentul t, nivelul apei infiltrate va fi:

$$y=he^{-x\sqrt{\frac{\pi\mu}{2KhT}}}\sin\left[\frac{\pi t}{T}-x\sqrt{\frac{\pi\mu}{2KhT}}\right], \tag{12}$$

rezultînd din (12) că înălțimea maximă va fi atunci cînd

$$\sin\left(\frac{\pi t}{T}-x\sqrt{\frac{\mu\pi}{2Kht}}\right)=1 \tag{13}$$

și deci:

$$t=\frac{T}{2}+x\sqrt{\frac{\mu T}{2\pi Kh}}, \tag{14}$$

relație care reprezintă timpul de străbatere a apei la înălțimea maximă de infiltrație și în timpul T de durată a viiturii.

Aplicarea ecuației Forchheimer prezintă aceleași dezavantaje ca și cea a prof. G. Supino, practic fiind foarte greu de a încadra variația nivelului unui curs de apă într-o sinusoidă.

Din cele expuse se vede că rezolvarea problemei, în cazul mișcării nepermanente a apei, este dificilă, datorită fenomenului foarte complicat.

Rețeaua hidrodinamică variază de la moment la moment, deformîndu-se; vitezele într-un punct variază de la 0 pînă la o anumită valoare, pentru a descrește apoi pînă la 0. Variațiile nivelelor în rîuri sînt foarte neregulate și este foarte greu de a fi încadrate în funcții analitice.

Toate acestea duc la concluzia că aplicarea în procesul de proiectare a uneia dintre metodele arătate mai sus este foarte dificilă, rezultatele fiind afectate în general de aproximații. Din aceste cauze, în cele ce urmează se propune o metodă de calcul simplificată și, în același timp, acoperitoare.

Metoda propusă de autori. După cum s-a arătat în articolul precedent [1], la baza digului vitezele sînt orizontale, ele putînd varia în regimul staționar de la 0, la piciorul taluzului amonte (fig. 6), pînă la un maxim de $V = K \operatorname{tg} \delta$, la piciorul taluzului aval. Astfel, pentru un dig avînd taluzul aval, cu o înclinare de 1/2, maximum de viteză ce se poate realiza este de $V = K \frac{1}{2}$, adică jumătate din valoarea permeabilității digului în regim staționar. În regim nestaționar, acoperitor, vom considera drept limită superioară a vitezei însăși valoarea K, care reprezintă viteza critică ce nu trebuie depășită, deoarece, în caz contrar, digul ar fi spălat. Viteza critică K este o viteză maximă admisibilă și dimensionarea digului în baza ei este acoperitoare în regim nestaționar, deoarece ea fiind cea mai mare dă un timp mai scurt de infiltrație la aceeași lungime de drum de parcurs, respectiv lungimea bazei digului.

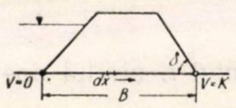


Fig. 6

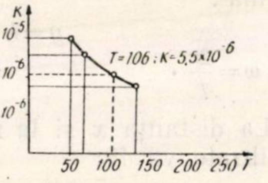


Fig. 7.

În această ipoteză, convine o repartiție a vitezelor orizontale la baza digului, de forma:

$$V = K \sin \frac{\pi t}{2T}, \qquad (15)$$

în care t este un timp oarecare, iar T — timpul cînd apa ajunge la piciorul taluzului aval. Deci avem:

$$\mathrm{d}x = V \cdot \mathrm{d}t = K \sin \frac{\pi t}{2T}; \qquad (16)$$

$$x = B = K \int_{t=0}^{t=t} \sin \frac{\pi t}{2T} = -K \frac{2T}{\pi} \left[\cos \frac{\pi t}{2T} \right]_{t=0}^{t=t}, \qquad (17)$$

de unde rezultă:

$$B = \frac{2KT}{\pi}; \quad T = \frac{\pi B}{2K}, \qquad (18)$$

t fiind în s, B în m, iar K în m/s.

Pentru digul arătat în fig. 5, considerînd $B = 30{,}10$ m, iar $K = 10^{-5}$ m/s, se va obține:

$$T = \frac{3{,}14 \times 30{,}10}{2 \times 10^{-5} \times 86400} = 54 \text{ zile}$$

Deoarece viitura din 1897 a durat 106 zile, rezultă că infiltrația a ajuns la taluzul digului aval.

Desigur, după cum se observă din relațiile indicate, o foarte mare influență are permeabilitatea digului; astfel, pentru $K = 8.10^{-6}$ și 4.10^{-6}, s-ar fi obținut 68 de zile, respectiv 138 de zile.

Aceasta ne conduce la o concluzie foarte importantă, și anume că dacă materialul de construcție și mijloacele de execuție permit, se poate realiza o compactare a terasamentelor, astfel ca permeabilitatea K să satisfacă relația $T > T_1$, T_1 fiind durata viiturii. Este suficient să se construiască o diagramă $T(fK)$ pentru trei valori ale lui K (fig. 7), pentru a deduce valoarea K ce trebuie admisă în cazul nostru $K = 5{,}5 \times 10^{-5}$.

Dacă nu avem această posibilitate este necesar să se mărească secțiunea, și deci baza digului, astfel ca să avem satisfăcută relația $B \geqslant \frac{2KT}{\pi}$. În cazul nostru, pentru $K = 10^{-5}$ rezultă că lățimea digului trebuie să fie de cel puțin:

$$B = \frac{2 \times 10^{-5} \times 106 \times 86400}{3{,}14} = 58 \text{ m.}$$

Dacă durata viiturii este mai mică decît timpul determinat $(T_1 < T)$, calculul se va face în funcție de valoarea T_1, stabilindu-se astfel pînă unde a ajuns apa la baza digului, adică x-ul corespunzător, deducîndu-se dacă acoperirea $a = B - x$ este admisibilă.

Din cele arătate, rezultă că formula propusă permite atît verificarea unei secțiuni de dig proiectată, cît și determinarea unei secțiuni corespunzătoare. Avînd înălțimea apei și durata viiturii cunoscute, se poate calcula baza digului din relația (18), pentru o acoperire a impusă, trecînd apoi de la această dimensiune la determinarea celorlalte elemente ale secțiunii.

Avantajul principal al metodei indicate constă însă în posibilitatea de a calcula timpul de infiltrație a apei prin corpul digului, în regim nestaționar, fără să fie necesar să se determine forma hidrografului viiturii.

Bibliografie

[1] Hidrotehnica, nr. 1/1956, pag. 101—105.
[2] Buletinul Documentar I.P.A., nr. 8—12/1955, pag. 1—10.
[3] Buletinul Hidrologic Ungar, nr. 3-4/1953.
[4] Die Bautechnik, nr. 1/1956, Berlin.
[5] *Forchheimer Ph.*: Hidraulik, 1930, pag. 101 și 107.
[6] Die Bautechnik, nr. 15/1934.
[7] Journal of New England Watter Works Association, iunie, 1937.

Dimensionarea instalației de hidrofor

Ing. A. ŞTEFĂNESCU

CZ 628.122

În condiții normale de funcționare, instalația de hidrofor trebuie să asigure alimentarea cu apă potabilă sau industrială la debitul maxim al consumului și să asigure oprirea pompei la debitele de consum mai mici decît o anumită limită impusă de caracteristica pompei sau a releului de presiune al aparatajului electric. Întrucît acest principiu funcțional nu este îndeajuns aplicat la dimensionarea instalației, iar majoritatea formulelor care se dau pentru volumul rezervorului pneumatic se pretează la diverse interpretări asupra valorii parametrilor de calcul, în cele ce urmează se face o expunere mai amănunțită a problemei hidroforului, ținînd seamă de liniile piezometrice de pompare (fig. 1), de curba funcțională a pompei (fig. 2) și de fluctuațiile specifice ale consumului.

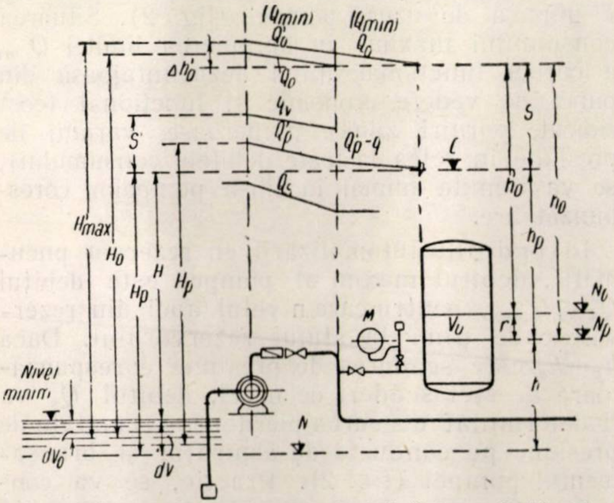


Fig. 1. Schema de principiu a instalației cu liniile piezometrice cele mai importante:

(Q_{min}, H_{max}) (Q_{max}, H_{min}) — limitele curbei funcționale, în m³/h și m; q_v — consumul maxim de vîrf, în m³/h; H_p — înălțimea de pompare necesară la pornirea pompei; H_0 — înălțimea de refulare la oprirea pompei; Q_p, Q_0 — debitele pompei; la înălțimile H_p și H_0, în m³/h; h_p — presiunea aerului din rezervor la pornirea pompei, în m.col. apă; h_0 presiunea aerului din rezervor la oprirea pompei în m. col. apă; h_i — presiunea aerului în rezervorul gol (fără apă) în m. col. apă; V_u — volumul util (fluctuant) al rezervorului; V_0 — volumul de aer la presiunea de oprire; V_p — volumul de aer la presiunea de pornire; V_s — volumul rezervorului deasupra părții superioare a stuțului; V_t — volumul teoretic al rezervorului V_i — volumul instalat.

Totodată se dă o rezolvare practică a acestei probleme, în condițiile standardizării pompelor și a rezervoarelor fabricate în țară, standardizare care diminuează importanța exactității calculului de dimensionare, impunînd, în schimb, necesitatea unei verificări cît mai exacte a agregatelor real instalate.

Înălțimea de pompare necesară la pornirea pompei. Pentru alimentarea celor mai înalte și depărtate puncte ale rețelei, pompa trebuie să dezvolte, la consumul maximal, înălțimea H_p dată de relația:

$$C-N \leqslant H_p \geqslant H_{min}, \qquad (1)$$

în care C este cota topografică sau geometrică a înălțimii de pompare, calculată pe baza pierderilor de presiune în conducta de refulare, iar N este cota nivelului minim dinamic din rezervorul sorbului, calculată pe baza pierderilor de presiune în conducta de aspirație la debitul q_V.

Intrucît, după cum se arată în cele ce urmează, înălțimea de refulare la pornire este variabilă $(H'_p > H_p)$, relația (1) admite mici toleranțe $H_p < H_{min}$, cu condiția de a nu crea pericolul uzurii pompei prin cavitație (fig. 3). Dacă diferența $H_p < H_{min}$ este prea mare, se va lua $H_p > C-N$, sau se vor reduce presiunile pompei cu vana de la refulare. Se va avea în vedere ca înălțimea $H_p > C-N$ să fie cel mult egală cu ordonata curbei caracteristice a conductei de refulare, la intersecția curbei funcționale a pompei.

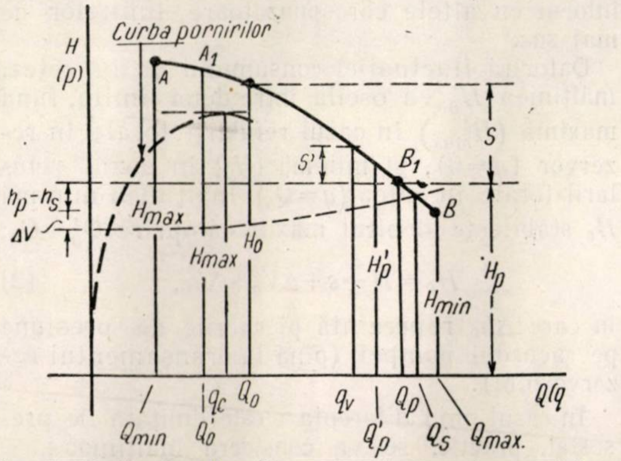


Fig. 2. Curba funcțională a pompei și curba pornirilor la consum orar variabil.

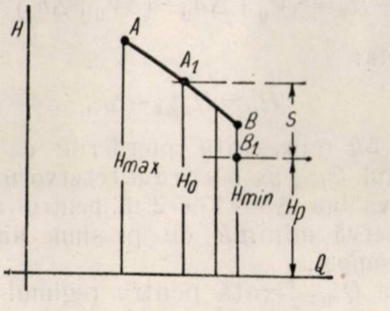


Fig. 3. Parametrii pompei automatizate:
AB — limitele curbei funcționale; A_1B_1 — cîmpul de debitare la presiunile de pornire-oprire.

Înălţimea de refulare la presiunea de oprire. Considerînd linia piezometrică de debitare în rezervor la această presiune (fig. 1), vom avea:

$$H'_0 = H + s + \Delta V'_0 + \Delta h'_0,$$

în care s este diferenţa dintre înălţimile piezometrice la rezervor, la oprirea şi pornirea pompei: $s = h_0 - h_p$; H = înălţimea de pompare faţă de nivelul minim static; $\Delta V'_0$ — pierderile de presiune în conducta de aspiraţie la debitul pompei Q'_0 din momentul opririi; $\Delta h'_0$ — pierderile de presiune pe traseul pompă-rezervor.

Pentru a corespunde limitelor de funcţionare a presostatului şi de adaptare a pompelor uzuale fabricate în ţară, diferenţa de presiune s va fi:

$$h_p = 15; \qquad s = 9 \cdots 16 \text{ m};$$
$$h_p = 45; \qquad s = 11 \cdots 19 \text{ m}.$$

Pentru valorile h_p intermediare, se va interpola liniar. Pompele care realizează $s < 9$ se vor înlocui cu altele corespunzătoare limitelor de mai sus.

Datorită fluctuaţiei consumului q din reţea, înălţimea H'_0 va oscila între două limite, fiind maximă (H'_{max}) în cazul refulării totale în rezervor $(q = 0)$, şi minimă (H_0) în cazul refulării totale în reţea $(q = Q'_0)$. Înălţimea minimă H_0 stabileşte debitul maxim la oprire $Q'_0 = Q_0$:

$$H_0 = H + s + \Delta V_0 + \Delta h_0, \tag{2}$$

în care Δh_0 reprezintă pierderile de presiune pe racordul pompei (pînă la branşamentul rezervorului).

În cazul cînd diferenţa s este limitată de presostat, practic, se va considera înălţimea:

$$H_0 = H_p + s. \tag{3}$$

Aproximaţia formulei (3) este neînsemnată, diferenţa dintre (2) şi (3) fiind $\Delta h_0 + \Delta V_0 - \Delta V$, în care ΔV reprezintă pierderile de presiune la consumul q_v.

În cazul cînd diferenţa s este limitată de debitul Q_{min}, se va considera înălţimea H_0 dată de relaţia:

$$H_{max} - H_0 = \Delta V'_0 + \Delta h'_0 - (\Delta V_0 + \Delta h_0) \cong \Delta h.$$

Rezultă:

$$H_0 = H_{max} - \Delta h, \tag{4}$$

în care Δh reprezintă pierderile de presiune la debitul Q_{min} pe racordul rezervorului. Practic, se va lua $\Delta h = 1 \cdots 2$ m, pentru a include şi o rezervă minimă de presiune impusă de uzura pompei.

Limita Q_{min} fixată pentru regimul constant poate fi eventual micşorată la valoarea $Q'_{min} < Q_{min}$, la care randamentul nu este prea mic (sub 30%), dacă în intervalul $Q'_{min} - Q_{min}$ pompa dezvoltă înălţimi $H > H_{max}$. În acest caz, limita $H_0 = H_{max}$.

La pompele care dezvoltă presiuni mari, înălţimea H_0 se va limita astfel, încît presiunea în punctele cele mai joase ale reţelei să nu depăşească presiunea de serviciu admisă.

Înălţimea de refulare la presiunea de pornire: $H'_p = H + \Delta V_p + \Delta h_p$. Înălţimea H'_p va fi maximă la consumul $q = 0$, şi minimă la consumul $q = q_v$. Teoretic, intereseaza înălţimea H'_p, care determină debitul la pornire Q'_p la consumul $q = Q_0$. Practic, pentru a ţine seamă de efectul debitelor $q > Q_0$ şi a include cazul $H_p < H_{min}$, se va considera înălţimea $H'_p = H_p$ şi debitul $Q'_p = Q_p$ stabilit de această înălţime.

Mărimea pompei. Volumul rezervorului şi puterea motorului electric depinzînd de mărimea pompei instalate, pentru a satisface condiţia de economicitate, pompa hidroforului trebuie să debiteze consumul maximal q_V în apropierea limitei Q_{max} cu o rezervă minimă de presiune s' impusă de uzura pompei (fig. 2). Situarea consumului maxim în apropierea limitei Q_{mi} a curbei funcţionale fiind dezavantajoasă din punct de vedere economic şi funcţional (cost ridicat, porniri zilnice numeroase, variaţii de presiune în reţea la toate debitele consumului), se va admite numai în lipsa pompelor corespunzătoare.

În condiţiile automatizării cu rezervor pneumatic, debitul maxim al pompei este debitul $Q_s \leqslant Q_{max}$, pentru care nivelul apei din rezervor scade pînă la stuţul rezervorului. Dacă $h_p - h_s$ este scăderea de presiune corespunzătoare acestei scăderi de nivel, debitul Q_s va fi determinat de curba pierderilor cumulate de presiune pe conducta de aspiraţie şi branşamentul pompei (fig. 2). Practic, se va considera $Q_s = Q_p$. Diferenţa $Q_p - q_v$ reprezintă rezerva de debit la simultaneităţi de consum mai mari decît cele prevăzute în calcul. Dacă rezerva $Q_p - q_v$ este prea mică, pentru siguranţă se va prevedea posibilitatea automatizării pompei de rezervă la presiuni decalate. Pentru a conta pe debitul Q_p, înălţimea de aspiraţie V şi viteza în conducta de aspiraţie nu vor depăşi limitele admise la acest debit.

În industrii şi clădiri anexe, unde vîrful consumului are loc la sfîrşitul schimbului maxim, se va examina soluţia acoperirii debitului q_V cu ajutorul unei pompe auxiliare, automatizată la presiuni decalate sau cu pornire manuală. Instalarea unei singure pompe de serviciu în asemenea cazuri impune rezervoare prea mari, care scumpesc în mod inutil costul total al construcţiei şi al instalaţiei. Se menţionează că hidrofoarele industriale pot fi reduse la dimensiuni foarte mici, subnormale, prin montarea unui dispozitiv special de reglare a frecvenţei pornirilor.

Presiunea aerului la pornirea pompei. Dacă H_p este înălţimea de pompare admisă, presiunea aerului din rezervor, la pornire, va fi:

$$h_p=H_p\mp h \qquad (5)$$

în care h este diferenţa de înălţime dintre nivelul dinamic N şi nivelul de pornire N_p din rezervor.

Dacă b este presiunea atmosferică la punerea în funcţiune a instalaţiei, presiunea absolută a aerului (faţă de vid) va fi:

$$P_p=h_p+b. \qquad (6)$$

La o presiune atmosferică $b'\neq b$:

$$P_p=h_p+b=h'_p+b'=\cdots\text{const.}$$

În practică nu se ţine seamă de fluctuaţiile $b-b'$.

Presiunea aerului la oprirea pompei. Dacă H_0 este înălţimea de refulare la oprire, stabilită de relaţiile (3) sau (4), presiunea aerului la oprirea pompei va fi:

$$h'_0=h_p+s-r; \qquad s=H_0-H_p \qquad (7)$$

r fiind înălţimea volumului util V_u.

In calcule se va considera presiunea de oprire:

$$h_0=h_p+s.$$

Frecvenţa pornirilor. În ipoteza unui consum cu fluctuaţii orare, numărul pornirilor la diferitele valori posibile ale consumului determină o curbă situată în afara cîmpului de debitare A_1B_1 al pompei automatizate (fig. 2). Examinînd această curbă, se constată că consumul orar cel mai defavorabil care determină maximum de porniri, numit consum critic, este cel mult egal cu debitul pompei Q_0 la oprire. De asemenea, se constată că pornirile maxime sînt independente de valoarea reală sau estimată a consumului maximal, a cărui poziţie pe curba funcţională este diferită de aceea a consumului critic.

La debitele fluctuante $q>Q_0$, cuprinse în cîmpul de debitare A_1B_1, pompa va funcţiona fără oprire, presiunea în rezervor fiind inferioară presiunii de oprire h_0. La debitele fluctuante orare $q\leqslant Q_0$, la care pompa funcţionează cu intermitenţe, durata t a unui ciclu de umplere şi golire a volumului util V_u între două porniri consecutive ale motorului, va fi [1], [3], [4]:

$$t=\frac{1}{p}=t_g+t_u=\frac{V_u}{q}+\frac{V_u}{Q_u}$$

în care:

p este frecvenţa pornirilor orare;

t_g — timpul de golire a volumului V_u;

t_u — timpul de umplere a volumului V_u;

Q_u — debitul mediu de umplere.

La evaluarea debitului Q_u se va ţine seamă că în timpul t_u debitul pompei descreşte între limitele cîmpului de debitare $Q'_0-Q'_p$, iar consumul q variază între limitele $q_0>q$ şi $q_p<q$ (fig 4, a).

Cîmpul de debitare $Q'_0-Q'_p$ fiind dependent de consum, pentru simplificarea problemei, se consideră, după cum s-a arătat mai înainte, limitele Q_0-Q_p stabilite de înălţimile H_0 şi H_p.

Dacă Q_m este debitul mediu pompat în intervalul Q_0-Q_p, se va putea înscrie:

$$Q_u=Q_m-q;$$

$$p=\frac{1}{V_u Q_m}q(Q_m-q)=f(q). \qquad (8)$$

Maximul valorii p va avea loc la consumul critic $q=q_c$ care anulează derivata expresiei (8). Făcînd calculele respective, se obţine;

$$q_c=\frac{Q_m}{2}; \qquad t_u=t_g;$$

$$p=\frac{q_c}{2V_u}=\frac{Q_m}{4V_u}.$$

Punînd $Q_m=0{,}52\,(Q_0+Q_p)$, rezultă:

$$p=\frac{Q_0+Q_p}{7{,}7\,V_u}; \qquad (9)$$

$$q_c=\frac{1}{4}(Q_0+Q_p), \leqslant Q_0. \qquad (10)$$

În cazul general al consumului variabil $q\gtrless Q_0$, durata t' a unui ciclu va fi mai mare sau mai mică decît în ipoteza consumului critic, după variabilitatea consumului în fazele de umplere şi golire. În ora de consum cu fluctuaţiile cele mai defavorabile, frecvenţa medie a pornirilor va fi $p'>p$ dacă predomină ciclurile defavorabile (cu consum mare la golire, consum mic la umplere) şi $p'\leqslant p$ dacă predomină ciclurile favorabile (cu consum mic la golire, consum mare la umplere) sau debitele cu fluctuaţii mici în jurul debitului critic $q_c=\frac{(Q_0+Q_p)}{4}$. Însemnînd cu p_m limita maximă a pornirilor orare admise pentru motor şi aparatajul electric, pentru a nu depăşi această limită, în ipoteza consumului critic va trebui să avem:

$$p=\frac{p_m}{c}, \qquad (11)$$

în care c este coeficientul de siguranţă pentru ciclurile defavorabile cu consum mic la umplere.

In ipoteza fluctuaţiilor teoretice cele mai defavorabile cu consum zero în fazele de umplere, coeficientul c este dat de relaţia:

$$\frac{1}{c\cdot p}=\frac{V_u}{q}+\frac{V_u}{Q_m}=\frac{Q_m}{4p}\left(\frac{1}{p}+\frac{1}{Q_m}\right);$$

$$c=\frac{4p}{Q_m+q},$$

q fiind amplitudinea maximă a consumului (fig. 4,b).

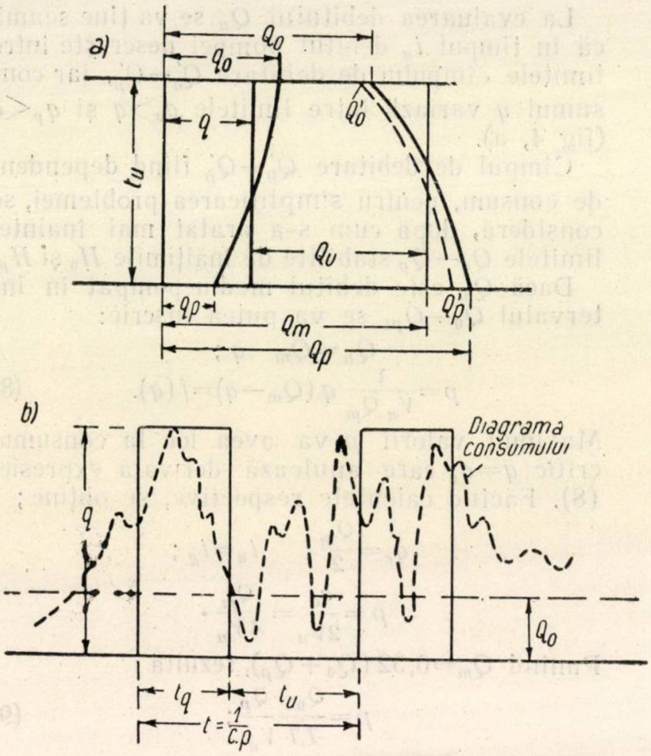


Fig. 4,
a — diagrama debitelor în ipoteza consumului critic; *b* — diagrama teoretică cea mai defavorabilă.

Punînd $q = Q_p$ pe baza mai multor exemple numerice se obține $c = 2{,}10$.

Fluctuațiile cele mai mari, cu consum zero la umplere, dublează deci numărul pornirilor p la consumul critic. Frecvența unor astfel de fluctuații va fi evident $2\,p$. Trebuie să se observe ca tripla condiție de a avea frecvența $2\,p$, amplitudinea maximă $q = Q_p$ și coincidența debitelor mici cu fazele de umplere, constituie o ipoteză prea defavorabilă, care nu corespunde realității. Pentru a nu exagera prin uniformizarea duratei minime teoretice $t' = \frac{1}{2\,p}$, se vor admite pornirile maxime $p' = 1{,}5\,p$ sau $c = 1{,}5$.

Condițiile de exploatare a instalației fiind variabile, depășirea ipotezei consumului critic se va examina de la caz la caz, ținînd seamă de raportul dintre fluctuațiile $q < Q_0$ și $q > Q_0$, de amplitudinea și de frecvența acestor fluctuații.

La fluctuațiile cele mai defavorabile cu frecvența $1{,}5\,p - 2\,p$, la care frecvența debitelor $q < Q_0$, este aproximativ egală cu cea a debitelor $q > Q_0$ numărul pornirilor la consumul critic va fi :

$$p = \frac{p_m}{1{,}5} = \frac{15}{1{,}5} = 10.$$

La fluctuații cu frecvențe mai mici sau mai mari decît $1{,}5\ p - 2\,p$ sau la orice frecvențe la care predomină debitele $q < Q_0$ sau $q > Q_0$:

$$1 < c < 1{,}5\,;$$
$$10 < p < 15.$$

Dacă predomină debitele foarte mici ori foarte mari sau dacă frecvența debitelor $q > Q_0$ este mare (de exemplu cămine muncitorești, consum tehnologic etc.), se va lua :

$$c = 1\,; \quad p = p_m = 15.$$

Volumul rezervorului. Considerînd relația între volumele de aer și presiunile absolute respective, stabilite pentru gazele perfecte, cu notațiile din fig. 5,*a* se obține [1], [2], [3] :

$$V_p(h_p + b) = V_0(h'_0 + b) = (V_p - V_u)(h'_0 + b),$$

de unde

$$V_p = V_u \frac{h'_0 + b}{h'_0 - h_p}.$$

Presiunea atmosferică b fiind variabilă între limite mari, se consideră în calcule presiunea atmosferică tehnică b = 10 m. Punînd $h_0' \cong h_0$, rezultă :

$$V_p = \frac{Q_0 + Q_p}{7{,}7\ p} \cdot \frac{h_0 + 10}{s}\,; \tag{12}$$

$$V_t = a.m.V_p\,,$$

în care a este coeficientul pentru volumul de acoperire al stuțului, iar m — coeficientul pentru volumul rezervorului situat sub stuț :

$$a = \frac{h_p + 10}{h_s + 10}\,, \tag{13}$$

în care h_s este presiunea aerului la volumul V_s.

Pentru a acoperi scăderea de presiune la debitul Q_p și a asigura posibilitatea unei eventuale automatizări a pompei de rezervă la presiuni decalate, trebuie să avem $h_p - h_s \geqslant 3$m.

La presiunile $h_p \geqslant 20$ m și $h_p - h_s = 3$ m, rezultă $a \leqslant 1{,}1$.

La rezervoarele STAS, $m = 1{,}11 \ldots 1{,}20$.

Punînd $a \cdot m = 1{,}31$ se obține formula :

$$V_t = 0{,}17\ \frac{Q_0 + Q_p}{p} \cdot \frac{h_0 + 10}{s} \cdot \tag{14}$$

Formula (14) este valabilă în toate cazurile în care produsul $a.m$ nu depășește valoarea considerată pentru rezervoarele tip STAS. Dacă se instalează rezervoare nestandardizate (mai mari decît 3 000 l) se va calcula volumul V_s deasupra părții superioare a stuțului :

$$V_s = a \cdot V_p\,.$$

Considerînd valorile maxime $p = p_m = 15$ și $s = f\,(h_p) \leqslant H_0 - H_p$, stabilite de presostat sau pompă, se obține volumul minim :

$$V_m = 11{,}5\,(Q_0 + Q_p)\ \frac{h_0 + 10}{s} \cdot \tag{15}$$

Formula (15) prezintă avantajul rezolvării prin diagrame întocmite pe baza curbelor funcționale a pompelor uzuale, în funcție de parametrii H_p și h_p:

$$V_m = f\,(H_p.\ h_p).$$

Volumul minim V_m constituie un parametru valabil în toate cazurile. Dacă $p < 15$, se calculează:

$$V_t = \frac{15}{p}\ V_m.$$

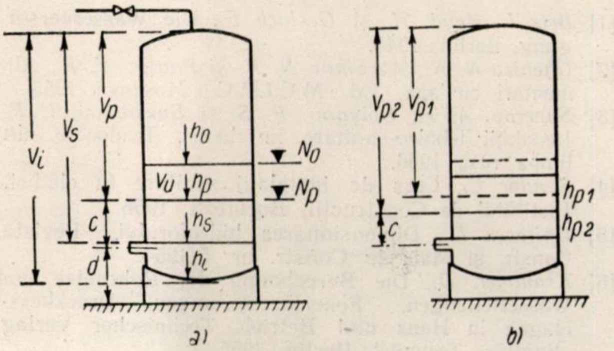


Fig. 5,

a și *b* — elementele caracteristice ale rezervorului pentru una și două pompe.

Avînd V_m sau V_t, se alege rezervorul tip STAS cu volumul $V_i \geqslant V_m$ sau $V_i \cong V_t$, care corespunde condițiilor de exploatare și de amplasament al instalației.

Nivelul de pornire N_p se va stabili pe baza volumului:

$$V_p \leqslant V_s \frac{h_p + 7}{h_p + 10}. \tag{16}$$

Valorile maxime V_p, precum și poziția nivelului N_p față de axa stuțului se stabilesc cu ajutorul diagramelor. Dacă $V_i > V_t$, iar diferența $Q_p - q_v$ este mică, se va lua din diagrame $V_p < V_{p\,max}$.

Numărul de porniri la consumul critic $q_c = \frac{(Q_0 + Q_p)}{4}$ va fi:

$$p = \frac{Q_0 + Q_p}{7{,}7\ V_p} \cdot \frac{h_0 + 10}{s}, \tag{17}$$

iar presiunea în rezervorul gol (fără apă):

$$h_i = \frac{V_p}{V_i}\ (h_p + 10) - 10. \tag{18}$$

În cazul a două pompe egale montate în paralel și automatizate la presiuni de pornire și oprire decalate, volumul rezervorului se va determina pe baza cîmpului de debitare al unei singure pompe (pompa nr. 2).

Volumul de aer la presiunea h_{p_2} (fig. 5, *b*):

$$V_{p_2} \leqslant V_{p\,max}.$$

Volumul de aer la presiunea h_{p_1}:

$$V_{p_1} = V_{p_2} \frac{h_{p_2} + 10}{h_{p_1} + 10}.$$

Decalajul presiunilor va fi cît mai mic posibil (cca. 2 m).

Dacă pornirile și opririle celor două pompe sînt simultane, dimensionarea rezervorului se va face pe baza curbei funcționale rezultate prin cumularea debitelor.

Observații: 1. Volumul de aer V_p și presiunea de pornire h_p se obțin prin introducerea apei pînă la nivelul N_p și prin comprimarea aerului la presiunea manometrică $M_p = \frac{h_p}{10}$. Dacă nivelul N_p nu este vizibil (sticla de nivel este prea sus), se va comprima aerul din rezervorul gol (fără apă) la presiunea $M_i = \frac{h_i}{10}$.

2. Frecvența pornirilor orare admise de motoarele asincrone în scurtcircuit cu regimul de funcționare de lungă durată ($D_A > 60\%$), care se montează la pompele centrifuge, depinde de un complex de factori care fac imposibilă stabilirea unei limite certe. Rezistența motoarelor la porniri repetate fiind variabilă de la caz la caz (pînă la 60 porniri/oră) pentru instalația de hidrofor se admite limita $p_m = 15$. Nu se recomandă reducerea limitei p_m la cifre mai mici, din următoarele motive:

— pornirile maxime p_m au loc numai în anumite ore ale consumului;

— cuplul la pornire este zero;

— automatele stea-triunghi micșorează efectul curentului la pornire;

— puterea necesară scade în timpul umplerii;

— puterea nominală standardizată a motoarelor electrice este în general mai mare decît puterea maximă necesară.

În ceea ce privește aparatajul electric, uzura contactelor întreruptorului (la cîteva zeci de mii de anclașări) nefiind influențată de frecvența pornirilor motorului, se recomandă ca media pornirilor orare să fie inferioare limitei $p_m = 15$ pentru ca revizia și reparația contactelor să aibă loc la intervale de timp cît mai mari.

3. Consumul maximal q_v pentru nevoi menajere, consum pe baza căruia se stabilește mărimea pompei, va fi cel mult egal cu debitul de calcul al rețelei la simultaneitățile prevăzute în normele oficiale. Reducerea acestui debit de calcul se va putea face numai în cazurile unde durata simultaneității admise este mult mai mică decît durata umplerii sau a golirii rezervei utile; cu alte cuvinte, în cazurile unde se poate conta pe o compensare a vîrfurilor consumului.

La industrii şi clădiri anexe, prevederile STAS 1478--53 fiind prea acoperitoare, consumul obiectelor sanitare din ansamblul clădirilor se va reduce la valoarea consumului maxim orar din schimbul maxim. Consumul de apă industrială se va evalua pe baza cerinţelor.

4. Impotriva pericolului de formare a vidului prin golirea conductelor de distribuţie şi nefuncţionare a instalaţiei, în cazurile unde această golire este posibilă, se va monta un ventil special de aerisire [2].

Concluzii

1. Consumul maximal constituie un parametru pentru alegerea pompei, iar nu pentru automatizare. Instalarea unei pompe necorespunzătoare consumului maximal nu exclude necesitatea automatizării pe baza curbei funcţionale a pompei.

2. Ipoteza consumului critic orar trebuie exprimată în funcţie de debitul mediu al pompei la presiunile de pornire-oprire. Exprimarea acestui consum în funcţie de alte debite determină aproximaţii grosiere.

3. Frecvenţa pornirilor orare, în ipoteza consumului critic orar, reprezintă pornirile maxime admise pentru motorul electric, reduse cu un coeficient de siguranţă pentru depăşirea acestei ipoteze la fluctuaţiile reale ale consumului.

4. Presiunile de pornire-oprire trebuie să evite zonele de cavitaţie ale pompei (la debitele mari) sau nestabilitate (la debitele mici).

Bibliografie

[1] *Brix I., Heyd, H.* şi *Gerlach E.*, Die Wasserversorgung, Berlin, 1941.

[2] *Gheniev N. N., Abramov N. N. şi Pavlov V. F.*, Alimentări cu apă, Ed. M.C.I.M.C., Moscova 1953.

[3] *Sneerov, A. F., Spîşnov, P. S.* şi *Svesnikov, I. P.*, Instalaţii tehnico-sanitare în clădiri. Traducere din limba rusă 1956.

[4] *Şandor C.*, Curs de instalaţii sanitare în clădiri. Institutul de Construcţii, Bucureşti, 1956.

[5] *Ghiţescu D.*, Dimensionarea hidroforului, Revista Constr. şi Mat. de Constr. nr. 5/1954.

[6] *Krammer, D.*, Die Berechnung der Rohrnetze von Wasserleitungen, Feuerlöschleitungen, Druckkesselagen in Haus und Betrieb, Technischer Verlag „Sanitäre Technik", Berlin, 1955.

Cu privire la ocolirea punctului singular în calculul capacității portante a fundațiilor rigide

Ing. E. ZAHARESCU

CZ 624 15.046

M. I. Gorbunov-Posadov a elaborat o metodă [1] de ocolire a punctului singular, în calculul capacităţii portante a fundaţiilor rigide aşezate fără suprasarcină, pe suprafaţa unui masiv dispers, necoeziv. Metoda constă în folosirea drept curbă ocolitoare a unui arc de cerc, atunci cînd încărcarea fundaţiei este verticală şi centrică, refularea pămîntului de sub fundaţie este bilaterală simetrică şi unghiul de frecare interioară a pămîntului de 30⁰. Se face ipoteza că imediat sub fundaţie se formează aşa-numitul sîmbure elastic, a cărui formă se poate lua triunghiulară, cu $\alpha=\rho=30^0$.

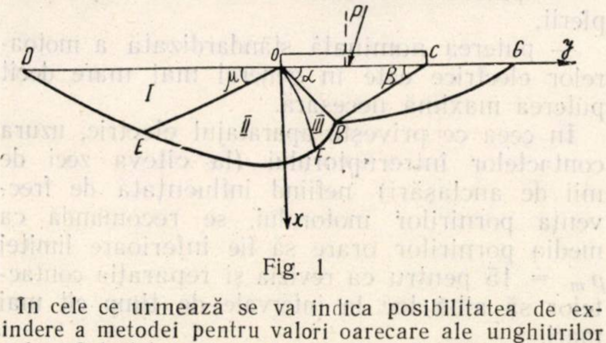


Fig. 1

In cele ce urmează se va indica posibilitatea de extindere a metodei pentru valori oarecare ale unghiurilor ρ şi α. Calculele se vor efectua folosind variabilele φ şi σ propuse de Sokolovski în ediţia a 2-a a lucrării sale [2], în care φ este unghiul format de direcţia tensiunii principale maxime cu axa Ox, iar funcţiunea de tensiuni σ se exprimă prin:

$$\sigma=\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2\sin\rho}\,.$$

In prezenta notă ne vom ocupa numai de determinarea repartiţiei presiunilor pe latura OB a sîmburelui elastic, în ipoteza că zonele I, II şi III se găsesc în stare de eforturi limită şi cunoscînd caracteristicile ρ şi γ ale pămîntului, precum şi unghiul α format de latura OB a sîmburelui elastic cu orizontala (fig. 1).

In principiu, problema se rezolvă pornind de la determinarea repartiţiei tensiunilor în lungul liniei de alunecare OE pe baza soluţiei Rankine pentru zona pasivă I. Valorile x, y, φ, σ în lungul limitei OE se cbţin din;

$$x=-y\operatorname{tg}\mu;\quad \varphi=-\frac{\pi}{2};\quad \sigma=\frac{\gamma x}{1-\sin\rho};\quad \mu=45^0-\frac{\rho}{2}\,.$$

Dacă se cunosc valorile aceloraşi variabile şi în lungul curbei ocolitoare OJ a punctului singular, se poate soluţiona problema Cauchy în întreaga zonă II, obţinîndu-se valorile x, y, φ, σ în lungul limitei OF dintre zonele II şi III. Este de remarcat că OB fiind linie de rupere, deci înfăşurătoare a unei familii de linii de alunecare, limita OF este tangentă în O la OB. In sfîrşit, date fiind valorile variabilelor în lungul limitei OF şi cunoscînd valorile x, $y=mx$ şi $\varphi=$ const. în lungul liniei de rupere OB, se obţin prin rezolvarea problemei Sokolovski în zona III valorile σ pe conturul OB al sîmburelui elastic.

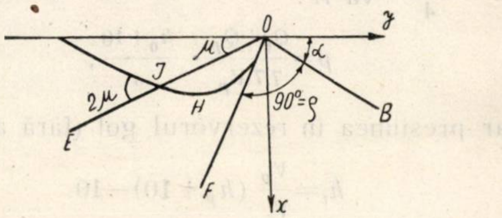


Fig. 2

Ocolirea punctului singular se efectuează în lungul unei curbe OHJ (*fig. 2*), care trebuie să satisfacă ecuaţia caracteristică a celei de a doua familii de curbe de alunecare $\{$ ecuaţia (1.25) [2] $\}$, trebuie să fie tangentă în O la limita OF, deci să formeze unghiul $90^0-\rho$ cu OB şi să vormeze în punctul J unghiul μ cu limita OE a zonei Rankine. Se vede că, în aceste condiţii, folosirea arcului de cerc drept curbă ocolitoare nu este posibilă decît dacă $\alpha=\rho=30^0$. Rezolvarea problemei se poate ex-

Tabela 1

		10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0	x	0,0041	0,0049	0,0049	0,0040	0,0023	0					
	y	−0.0129	−0,0101	−0,0071	−0,0043	−0,0018	0					
	φ	−1,5708	−1,2741	−0,9774	−0,6807	−0,3840	−0,0873					
	σ	0,0114	0,0230	0,0409	0,1693	0.1146	0,1876					
1	x	0,0083	0,0102	0,0108	0,0103	0,0086	0,0058	0,0051				
	y	−0,0219	−0,0165	−0,0114	−0,0056	−0,0023	0,0013	0,0019				
	φ	−1,5708	−1,3701	−1,1520	−0,8961	−0,6215	−0,3365	−0,0873				
	σ	0,0232	0,0429	0,0694	0,1122	0,1809	0,2923	0,4437				
2	x	0,0146	0,0177	0,0193	0,0193	0,0176	0,0142	0,0120	0,0114,			
	y	−0,0355	−0,0272	−0,0195	−0,0118	−0,0047	0,0015	0,0038	0,0042,			
	φ	−1,5708	−1,4155	−1,2474	−1,0247	−0,7705	−0,4970	−0,2529	−0,0873,			
	σ	0,0410	0,0681	0,1014	0,1567	0,2458	0,3935	0,5930	0,7834,			
3	x	0,0243	0,0290	0,0317	0,0328	0,0314	0,0275	0,0237	0,0216	0.0208		
	y	−0,0564	−0,0444	−0,0336	−0,0219	−0.0105	−0,0002	0,0050	0,0070	0,0076		
	φ	−1,5708	−1,4452	−1,3173	−1,1283	−0,8964	−0,6363	−0,0398	−0,2347	−0,0873		
	σ	0,0682	0,1044	0,1449	0,2145	0,3289	0,5161	0,7705	1,0130	1,2974		
4	x	0,0391	0.0458	0,0500	0,0527	0,0523	0,0480	0,0426	0,0386	0,0358	0,0347	
	y	−0,0881	−0,0716	−0,0570	−0,0399	−0.0223	−0,0058	0,0045	0,0093	0,0119	0,0126	
	φ	−1,5708	−1,4653	−1,3697	−1,2123	−1,0045	−0,7601	−0,5303	−0,3696	−0,2243	−0,0873	
	σ	0,1096	0,1577	0,2056	0,2909	0,4330	0,6672	0,9860	1,2905	1,6469	2,0722	
5	x	0,0615	0,0708	0,0768	0,0820	0,0835	0,0796	0,0725	0,0655	0,0611	0,0571	0,0555
	y	−0,1361	−0,1136	−0,0947	−0,0707	−0,0443	−0,0184	−0,0002	0,0094	0,0156	0,0192	0,0202
	φ	−1,5708	−1,4791	−1,4091	−1,2812	−1,0988	−0,8725	−0,6527	−0,4966	−0,3535	−0,2179	−0,0873
	σ	0,1723	0,2366	0,2919	0,3946	0,5689	0,8582	1,2530	1,6309	2,0734	2,6016	3,2387

tinde admițînd o translație a limitei OE a zonei Rankine, suficient de mică, astfel că dacă se notează cu A intersecția limitei zonei Rankine cu axa Oy să existe $OA \leqslant b$ (fig. 3). Este evident că eroarea ce se introduce în calcul poate fi arbitrar de mică.

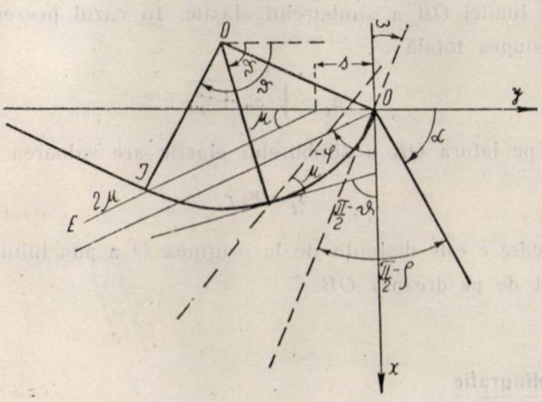


Fig. 3

Folosirea arcului de cerc se face amplasînd centrul cercului O' ca în fig. 3, astfel încît să fie satisfăcute condițiile arătate mai sus. Arcul de cerc trebuie să satisfacă ecuația caracteristică

$$\frac{\partial y}{\partial \alpha} = \mathrm{tg}(\varphi-\mu)\,\frac{\partial x}{\partial \alpha}, \tag{1}$$

în care α este un parametru oarecare, pentru care se poate lua unghiul ϑ indicat în figură, cu domeniul de variație între

$\vartheta=\omega$ în punctul O;

$\vartheta=\vartheta_0=\frac{\pi}{2}+\mu$ în punctul J.

Din figură se deduce:

$$-\varphi+\mu=\vartheta. \tag{2}$$

Ecuația parametrică a arcului de cerc se scrie:

$$x=R(\sin\vartheta-\sin\omega);\quad y=R(-\cos\omega+\cos\vartheta). \tag{3}$$

Diferențiind (3), se obține:

$$\frac{\partial x}{\partial\vartheta}=R\cos\vartheta;\qquad \frac{\partial y}{\partial\vartheta}=-R\sin\vartheta.$$

Înlocuind în (1) și ținînd seamă de (2), se ajunge la identitatea

$$-R\sin\vartheta=\mathrm{tg}(-\vartheta)R\cos\vartheta.$$

Rezultă că arcul de cerc poate fi considerat curbă de alunecare.

Valorile σ în lungul arcului de cerc OHJ se determină din condiția ca să verifice ecuația diferențială {ecuația (1.26) [2]}:

$$\frac{\partial\eta}{\partial\vartheta}=b^{*}\,\frac{\partial x}{\partial\vartheta}, \tag{4}$$

în care b^{*} este funcție de forțele masice. Cînd forțele masice se reduc la greutatea proprie, $b^\star$ are expresia $\left\{\text{ecuaţia (1.14)[2]}\right\}$:

$$b^\star = \frac{\gamma \sin(\varphi+\mu)}{2\sigma \sin\rho \cos(\varphi-\mu)}$$

sau în raport cu parametrul ϑ:

$$b^\star = \frac{\gamma \sin(2\mu-\vartheta)}{2\sigma \sin\rho \cos\vartheta}. \tag{5}$$

Relaţia diferenţială (4) devine prin înlocuirea (5):

$$\frac{d\eta}{d\vartheta} = \frac{\gamma R \sin(2\mu-\vartheta)}{2\sigma \sin\rho}. \tag{6}$$

Variabila η se exprimă în raport cu σ după $\left\{\text{ecuaţia 1.13 [2]}\right\}$.

$$\eta = \frac{\operatorname{ctg}\rho}{2} \ln\sigma - \varphi$$

sau introducind parametrul ϑ:

$$\eta = \frac{\operatorname{ctg}\rho}{2} \ln\sigma + \vartheta - \mu, \tag{7}$$

de unde:

$$\frac{d\eta}{d\vartheta} = \frac{\operatorname{ctg}\rho}{2} \cdot \frac{1}{\sigma} \cdot \frac{d\sigma}{d\vartheta} + 1. \tag{8}$$

Operînd înlocuirea (8) în (6), se obţine ecuaţia diferenţială de ordinul 1:

$$\frac{d\sigma}{d\vartheta} + \frac{2}{\operatorname{ctg}\rho}\sigma = \frac{R\gamma}{\cos\rho} \sin(2\mu-\vartheta) \tag{9}$$

a cărei integrală este:

$$\sigma = [C - m\gamma A_0] \exp[2\operatorname{tg}\rho(\vartheta_0-\vartheta)] + m\gamma A,$$

în care s-a notat:

$$m = \frac{R}{\cos(1+4\operatorname{tg}^4\rho)};$$

$$A = 2\operatorname{tg}\rho \sin(2\mu-\vartheta) + \cos(2\mu-\vartheta);$$

$$A_0 = 2\operatorname{tg}\rho \sin(2\mu-\vartheta_0) + \cos(2\mu-\vartheta_0)$$

Constanta de integrare C se determină din condiţia $\sigma=\sigma_0$ pentru $\vartheta=\vartheta_0$, astfel că expresia finală a lui σ devine:

$$\sigma = [\sigma_0 - m\gamma A_0] \exp[2\operatorname{tg}\rho(\vartheta_0-\vartheta)] + m\gamma A. \tag{10}$$

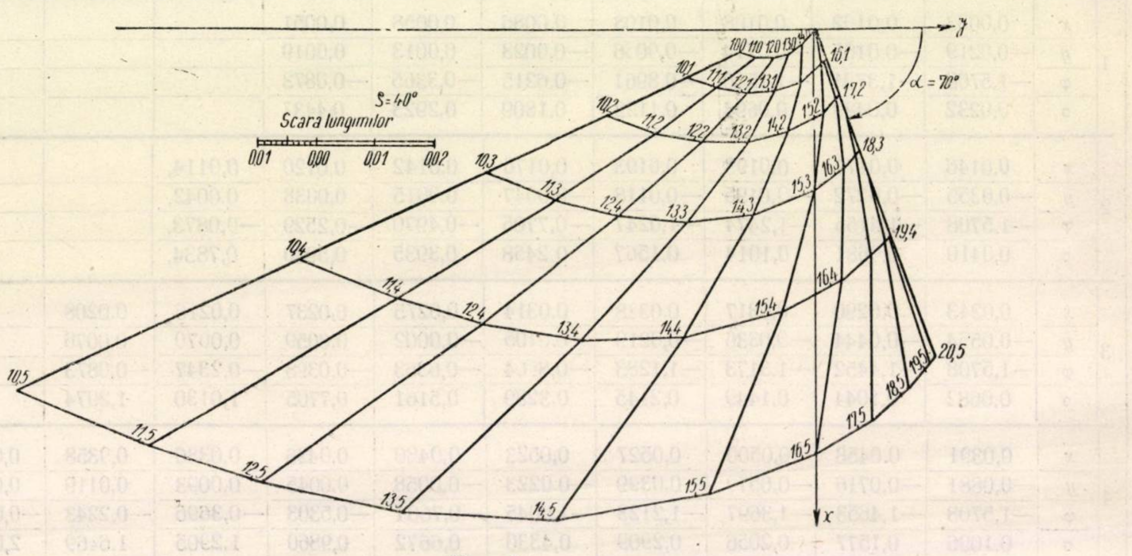


Fig. 4

Ca exemplificare, se prezintă rezultatele calculelor numerice efectuate pentru $\rho=40^0$ şi $\alpha=70^0$. Raza arcului de cerc ocolitor s-a ales egală cu 0,01 din unitatea de lungime. În tabela 1 se dau valorile x, y, φ şi σ în nodurile reţelei, iar în fig. 4 se prezintă spectrul liniilor de alunecare.

Folosind relaţiile de transformare cunoscute din teoria elasticităţii, se obţine distribuţia presiunilor în lungul limitei OB a sîmburelui elastic. În cazul prezentat, presiunea totală

$$\sigma_t = \sqrt{\sigma_m^2 + \tau_{nt}^2}$$

de pe latura OB a sîmburelui elastic are valoarea

$$\sigma_t = 29\, r,$$

în care r este distanţa de la originea O a punctului curent de pe dreapta OB.

Bibliografie

[1] *Socolovski V. V.*, Statica sîpucei sredî, Gost. izd. tehn. teor. lit., Moscova, 1954.
[2] *Gorbunov M. I.-Posadov*, Injenernîi sbornik, t. XII, Izd. A. N. U.R.S.S., Moscova, 1952.

Documentare

Uzina nr. 2 pentru alimentarea cu apă din lac, a oraşului Zürich, „Wasser- und Energiewirtschaft“, nr. 12/1956.

Situaţia actuală a alimentării cu apă a oraşului. Alimentarea cu apă a oraşului Zürich, aşezat pe lacul cu acelaşi nume, se face în prezent din următoarele surse:

a) Izvoarele Sihl şi Lorzetal, captate în 1895—1902 :	21 000 m³/zi.
b) Uzina nr. 1 pentru alimentarea cu apă din lac, construită în 1912—1914 şi extinsă în 1928 şi 1948/53 :	150.000 m³/zi.
c) Uzina de apă de adîncime Hardhof, construită în 1932/34, extinsă în 1949/50 :	70 000 m/³zi.
d) Captări mici de apă de adîncime şi 180 alte izvoare :	9 000 m³/zi.
Total	250 000 m³/zi.

Statisticile întocmite pentru perioada 1946—1954 arată creşteri masive ale populaţiei, ale debitului anual consumat şi ale debitului maxim zilnic cu, respectiv 14,5, 33 şi 56,5%, ultimele două datorite nu atît creşterii populaţiei, cît unei conjuncturi economice foarte favorabile şi unui înalt grad de confort. Debitul capabil al celor patru surse va fi repede atins şi depăşit.

Determinarea debitelor necesare. Considerînd suprafaţa locuibilă a oraşului inextensibilă, s-a calculat un coeficient de supraîncărcare a suprafeţei existente, care, înmulţit cu populaţia actuală, a dat numărul de locuitori maxim viitor.

Norma de consum s-a fixat la 700 l/cap de locuitor şi zi. A rezultat un debit zilnic viitor de 427 000 m³. La el se adaugă 50 000 m³/zi pentru alimentarea periferiilor, debitul total fiind 477 000 m³/zi. Noua sursă trebuie să furnizeze pentru început 477 000—250 000=227 000 m³/zi şi, ulterior, cca. 400 000 m³/zi (227 000+100 000 periferiile depărtate + 100 000 uzina Hardhof, deoarece rezervoarele de surse petrolifere din oraş tind să degradeze complet apa subterană). Aceşti 400 000 m³/zi pot fi furnizaţi numai pe lacul Zürich.

Amplasamentul uzinei de apă. Deşi din motive de siguranţă nu ar fi fost indicată amplasarea uzinei noi în aceeaşi regiune cu uzinele vechi existente, s-a ales totuşi acest amplasament, deoarece dă certitudinea obţinerii unei ape brute satisfăcătoare şi permite execuţia conductei priză-staţia de filtrare, fără să stînjenească activitatea oraşului.

Aducţia lac-staţia de filtrare. Uzina de pompare. Aducţia cu diametrul de 1,60 m satisface debitul final de 400 000 m³/zi. Se execută din conductă metalică pe piloţi, pînă la puţul grătarelor, şi din beton armat centrifugat pe un radier de beton pe piloţi între puţ şi uzina de pompare (fig. 1).

Betonul s-a turnat între pereţi de palplanşe. Tronsonul uzină-staţia de filtrare constă dintr-o conductă cu diametrul de 1,35 m, aşezată în tunel şi apoi în puţ. În staţia de pompare construită subteran, sînt montate în faza finală 6 pompe cu ax vertical.

Staţia de filtrare. Metoda de filtrare adaptată pe baza unor consideraţii sanitare şi tehnico-economice constă dintr-un amestec în raportul 1:1 a două volume de apă, unul dublu filtrat şi celălalt filtrat o singură dată şi apoi clorat sau ozonizat. Pentru prima etapă de filtrare se utilizează filtre rapide, iar pentru cea de-a doua, filtre lente. Cele două volume amestecate furnizează apă de calităţi diferite, însă care satisfac întru totul standardele elveţiene. Metoda prin amestec se situează ca investiţii şi cheltuieli de exploatare între metodele cu dublă filtrare totală şi cu filtrare rapidă totală.

Staţia de filtrare dispune de 2 500 m² filtre rapide şi 15 000 m² filtre lente şi este împărţită funcţional în două părţi, ceea ce permite întreruperi pentru operaţii chiar de mai mare amploare.

Staţia de pompare a apei curate cu camerele de clorare, pompele de spălare etc. este aşezată în mijlocul instalaţiilor de filtre. Scurgerile se fac îndeosebi prin canale de beton armat.

Distribuţia apei. Racordarea zonelor de consum la noua uzină de apă necesită execuţia unei reţele întinse de distribuţie, dintre care: o conductă de refulare cu diametrul de 1,35—1,20 m, continuată cu o galerie de presiune pentru legătura cu un nou rezervor de 16 000 m³, o galerie cu diametrul de 1,90 m şi $l = 2\,400$ m, cu scurgere liberă şi un ansamblu de cca. 12 km conductă de alimentare. Capacitatea rezervoarelor creşte de la 70 000 la 94 000 m³.

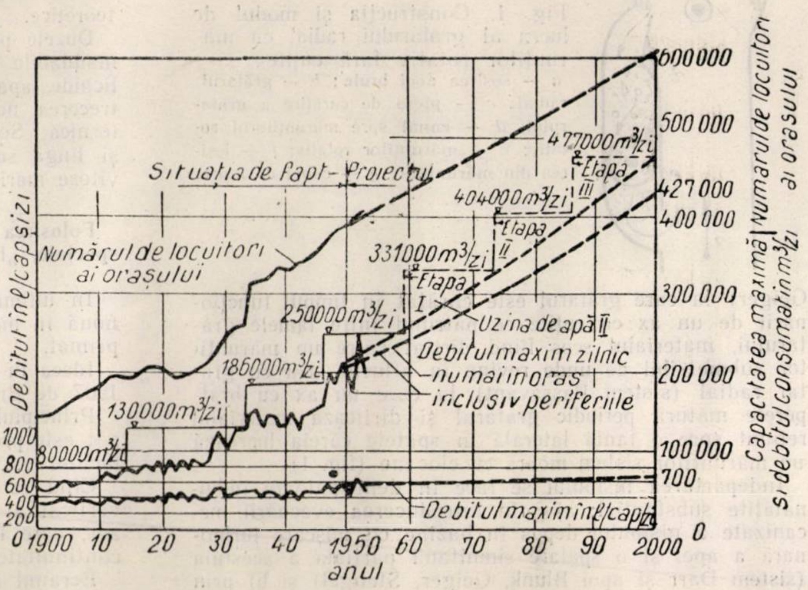


Fig. 1

Alimentarea cu apă a periferiilor depărtate. Pentru aceste periferii este necesar un debit de 100 000 m³/zi, care poate fi furnizat cu o mărire de 15—20 cm a diametrului conductelor captării. Pentru îmbunătăţirea apei se prevede o staţie de filtrare separată, legată la staţia de pompe de pe malul lacului printr-o conductă de refulare cu diametrul de 0,80 m montată în tunel. Oraşul ia asupra sa acoperirea investiţiei iniţiale necesare. Periferia îşi va executa apoi reţeaua de alimentare şi legăturile cu reţeaua oraşului astfel, încît să se creeze o interdependenţă care să ducă la o siguranţă maximă de exploatare pentru fiecare dintre reţele.

Indepărtarea şi valorificarea apelor uzate orăşeneşti. Aparate pentru limpezirea şi epurarea apei uzate, „VDI-Zeitschrift“, 99 (1957) nr. 1.

Creşterea vertiginoasă a populaţiei şi a centrelor industriale duce la folosirea unui debit din ce în ce mai mare de apă de bună calitate. Aceasta implică protecţia surselor de alimentare cu apă şi duce la necesitatea epurării apelor evacuate de aglomeraţiile umane. Pentru dotarea instalaţiilor de epurare cu utilajul cel mai indicat este necesară cunoaşterea temeinică a proceselor mecanice şi biochimice din aceste instalaţii, urmînd ca dispozitivele prevăzute să realizeze o protecţie cît mai avansată a emisarelor și valorificarea produselor finale.

Aparatajul pentru epurarea mecanică. Acest aparataj trebuie să rețină materialul plutitor cu dimensiuni mari și particulele minerale care împiedică epurarea ulterioară precum și substanțele în suspensie ce constituie nămolul organic supus fermentării.

Grătarele mecanizate și verificate de practică, pentru reținerea corpurilor plutitoare mari, sînt cu sau fără scoaterea din apă a materialului reținut. Primul tip este prevăzut cu grebla care degajează grătarele de corpurile plutitoare, acestea fiind apoi transportate în afara instalațiilor sau la mărunțitoare. După mărunțire revin în afluent. Cele două subtipuri ale celui de al doilea tip sînt cu grătar tambur (sistem Chicago Pump Co., Geiger) la care grătarul este curățat în timpul funcționării de un ax cu cuțite ce pătrund între lamele grătarului, materialul scos fiind dirijat către un mărunțitor submersibil de unde revine în afluent, sau cu grătar radial (sistem Passavant) la care un ax cu brațperete mătură periodic grătarul și dirijează materialul reținut spre o fantă laterală în spatele căreia lucrează un mărunțitor sistem moară cu ciocane (fig. 1).

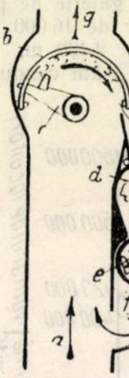


Fig. 1. Construcția și modul de lucru al grătarului radial cu mărunțitor rotativ fără cuțite: *a* — sosirea apei brute; *b* — grătarul radial; *c* — piesa de curățire a grătarului; *d* — canal spre mărunțitorul rotativ; *e* — mărunțitor rotativ; *f* — ieșirea din mărunțitor; *g* — canal de ieșire.

Indepărtarea nisipului se face în denisipatoare îmbunătățite substanțial: a) prin introducerea evacuării mecanizate a nisipului depus în bazine cu mișcare turbionară a apei și o spălare simultană parțială a acestuia (sistem Darr și apoi Blunk, Geiger, Stengel) și b) prin prevederea aerării apei uzate în denisipatoare cu mișcare turbionară imprimată de un curent tangențial de aer, care poate crea viteza necesară spălării și separării nisipului, indiferent de debitul afluent de apă uzată (sistem Imhoff preluat de Chicago Pump Co.). Această aerare pregătește minunat terenul pentru epurarea biologică ulterioară.

Depunerea particulelor fine care formează nămolul apelor uzate, se face în decantoare dreptunghiulare sau radiale cu durată de parcurgere de 60—120 min. Ele sînt prevăzute cu dispozitive speciale pentru disiparea energiei curentului afluent (sistem Clifford, Geiger, Stengel, SAG). Ele constau, în esență, dintr-un tub orizontal terminat cu un altul vertical deschis sus și jos, sub care se găsește un mic bazin în care se creează un vîrtej stabil disipant; astfel se repartizează curentul pe toată înălțimea decantorului. Debitul e menținut constant prin manevrarea vanei la ieșire.

Studierea fenomenelor de curgere cu ajutorul izotopilor de brom radioactivi, a arătat că în decantoarele dreptunghiulare ale stației de epurare Heilbronn, prevăzute cu disipatoarele descrise ,este activ 87,3% din spațiul teoretic pentru decantare, iar la decantorul radial al aceleași stații 66,8%. Pentru menținerea eficacității bazinelor este necesară îndepărtarea aproape fără întrerupere a nămolului de fund și plutitor.

Aparatajul pentru epurarea biologică. In biofiltrele moderne de mare încărcare: 1) se evită întărirea substanței mineralizate pe materialul filtrant, ce apare în biofiltrele de construcție veche din cauza unei prea mari cantități de aer; 2) spălarea peliculei în exces se face automat; 3) bazinele se acoperă și funcționează continuu cu aer insuflat artificial; 4) apa uzată puternic poluată este diluată cu apă deja epurată; 5) bazinele sînt așezate în trepte a căror ordine de solicitare este schimbată periodic pentru a se evita înnămolirea excesivă a unui aceluiași prim bazin; 6) se realizează o capacitate de lucru de 5—6 ori mai mare decît a biofiltrelor de construcție veche.

In bazinele de nămol activat, activitatea bacteriilor este întreținută prin adaos de apă uzată și oxigen furnizat sub trei forme: aerarea suprafeței apei, introducerea în masa lichidului și învîrtirea apei în bazine alimentate cu aer în bule mari. Aerarea suprafeței folosește cu succes aeratori tip Simplex-Bolton, bălăcitoare tip Sheffield, perii tip Kessener. In cazul introducerii aerului se demonstrează teoretic că suprafața de contact între bulele de aer și lichid este proporțională cu debitul de aer și perimetrul duzelor și invers proporțională cu suprafața acestora și nu are legătură cu numărul lor. Incercările de laborator au confirmat concluziile teoretice.

Duzele pentru distribuția aerului sînt la fel de recomandabile ca plăcile poroase. In cazul învîrtirii masei lichide, apa uzată capătă oxigen din bulele de aer, din trecerea neîntreruptă pe la suprafață și agitarea puternică. Secțiunea bazinului trebuie rotunjită la bază și lîngă suprafața apei pentru a permite crearea unei viteze mari de rotații cu minim de pierdere de sarcină.

Folosirea aerului comprimat la problemele hidrotehnice speciale, „Bauingenieur", 30 (1955), nr. 7.

In ultimii ani, aerul comprimat a căpătat o folosire nouă în hidrotehnică, sub forma ecranelor de aer comprimat.

Ideea în sine este veche și a fost patentată încă din 1907 de Brasher (S.U.A.).

Principiul este simplu. O conductă închisă la un capăt este prevăzută cu orificii și așezată pe fundul mării, lacului etc.

Cînd se introduce în ea aerul comprimat, în planul vertical al conductei apare un ecran de bule fine de aer, care formează un perete de separație ce ia apei continuitatea și incompresibilitatea în zona respectivă.

Ecranul de aer comprimat poate fi folosit cu succes pentru liniștirea valurilor la limita unui acvatariu, pentru a îngădui pătrunderea oxigenului necesar peștilor în lacurile înghețate, prin menținerea unor porțiuni neacoperite de gheață etc.

După ultimul război mondial, la repararea uneia dintre porțile docului din portul englez Dover, s-a folosit protecția împotriva valurilor pe șenalul de acces al docului cu ajutorul ecranelor de aer comprimat.

Instalația a constat din patru conducte de aer comprimat, de 29 m lungime fiecare, așezate perpendicular pe șenal, la 12 m adîncime.

Orificiile erau de 3 mm diametru — la 8,8 cm echidistanță. Instalația a funcționat neîntrerupt patru luni de zile liniștind valurile produse de 26 de furtunuri, reducîndu-le de la înălțimea de 1,20 m, la 0,23 m în interiorul docului.

Presiunea aerului comprimat a fost de 0,35 kg/cm², deasupra celei hidrostatice, iar rezultatele cele mai bune s-au obținut cu un debit de 0,625 m³ aer/minut.

Așezarea în paralel a celor patru conducte s-a dovedit exagerat de acoperitoare, deoarece niciodată nu a fost nevoie de mai mult decît o singură conductă.

O altă aplicație a aceluiași procedeu s-a făcut la construcția noii hidrocentrale Niagara, în 1954.

Atît vechea cît și noua centrală hidroelectrică erau alimentate din același canal de aducție amonte, iar după terminarea noii hidrocentrale trebuia înlăturat un dig de repartiție ce servise drept batardou. Inlăturarea lui prin metode în uscat ar fi costat un milion de dolari, pe cînd prin explozivi era mult mai ieftină, dar unda exploziei putea deteriora barajul.

I. P. 2, c. 1691

Könyvtár

S-a propus atunci intercalarea între dig şi baraj a unui ecran de aer comprimat, iar cercetările de laborator au arătat că ecranul opreşte aproape complet unda de compresie a exploziei.

Ca dispozitiv s-au folosit 3 conducte cu diametrul de 7,5 cm, cu 120 de orificii fiecare, şi 22,5 cm distanţă între conducte, alimentate de o conductă principală cu diametrul de 15 cm sub presiunea de 6,33 kg/cm^2 şi debitul de 106 m^3 aer/minut.

Sistemul producea la suprafaţa apei o coamă de spumă cu înălţimea de 1,20 m.

Efectul explodării a 6 000 kg exploziv (pentru înlăturarea a 9 150 m^3 stîncă) a fost atenuat de ecran astfel, încît la hidrocentrală s-a înregistrat numai 1/70 din efectul presupus.

Întreaga instalaţie nu a costat decît 2 000 dolari.

Într-o problemă similară, tot la Niagara, s-au folosit şi conducte de 225 m lungime.

În ultimii ani, şi în R. P. Polonă procedeul de liniştire a valurilor în acvatorii a fost cercetat în special în laboratoarele hidrotehnice, spre a fi utilizat la porturile de la Marea Baltică.

Tehnica nouă în construcţia barajelor engleze, „Prefabrication“, febr. 1957.

Primul baraj britanic folosind betonul precomprimat a condus la o economie de beton de 40%, la un cost redus de 250 lire sterline pe metru liniar şi la un coeficient de siguranţă sporit.

Barajul, care are o înălţime de 22,25 m şi o lungime de 415 m, a fost construit la Allt-Na-Lairige, Argyll-Shire, făcînd parte dintr-un sistem energetic care va furniza Scoţiei o importantă cantitate de energie electrică.

Noutatea sistemului de construcţie a barajului constă în faptul că el este ancorat, prin intermediul unor bare de oţel, de roca de bază a văii. După turnarea betonului în jurul acestor bare, pe întreaga înălţime a barajului, la capătul superior al fiecărei bare s-a aplicat o forţă de 37 t cu ajutorul unor prese.

Acest sistem de ancoraj, prevăzut iniţial la baraje de ing. Coyne şi Freyssinet, a fost folosit cu deplin succes la înălţarea barajelor existente şi a permis reţinerea unor volume mai mari de apă cu volume mai mici de beton.

În cazul barajului Allt-Na-Lairige, un baraj de greutate n-ar fi putut fi construit economic decît pînă la o înălţime de 19,50 m. Astfel, înălţimea suplimentară de 2,75 m, rezultat al utilizării tehnicii noi, a mărit capacitatea de reţinere a barajului cu o treime.

Din experienţa la exploatarea staţiilor de pompare pentru ape uzate, „Schweizerische Bauzeitung“, 75 nr. 16,

Staţiile de pompare pentru ape uzate sînt caracterizate prin condiţii tehnice de funcţionare, care le deosebesc de cele pentru alimentări cu apă.

Cele două condiţii tehnologice principale pe care trebuie să le satisfacă aceste staţii de pompare sînt:

1) să facă faţă unor debite variabile şi să funcţioneze intermitent;

2) să pompeze fără deranjamente ape cu foarte multe murdării, care au tendinţa de a se opri în unele părţi ale pompelor scăzînd randamentul lor.

Experienţele întreprinse în acest domeniu de firma Sulzer, au arătat că pompele cu rotor închis se comportă mai bine decît cele cu rotor fără coroană exterioară. Această comportare provine din faptul că la pompele fără coroană exterioară la rotor, distanţa dintre acesta şi carcasă trebuie să fie foarte mică (0,2—0,5 mm) pentru a avea un randament bun. În aceste spaţii mici se freacă însă particelele de murdărie şi nisip din apa uzată şi le lărgesc, astfel încît după scurt timp de funcţionare randamentul scade foarte mult. Acest fenomen este mult atenuat la pompele cu rotoare închise.

S-au făcut o serie de încercări asupra murdăririi şi îmbîcsirii rotoarelor şi paletelor de intrare a pompelor. Experienţele au arătat că pompele supraîncărcate au totdeauna tendinţa de a se îmbîcsi cu murdăria care trece cu apa prin ele. Pompele care funcţionează strict cu debitul pentru care sînt construite nu se îmbîcsesc.

În ce priveşte construcţia staţiilor de pompare, se preferă camere uscate pentru plasarea pompelor. Acestea trebuie să fie cu ax vertical şi să primească apa dintr-o cameră laterală, astfel încît să fie totdeauna direct amorsate prin nivelul superior al apei din această cameră.

Pompele trebuie spălate din cînd în cînd prin contracurent de apă cu sensul de scurgere de la refulare spre aspiraţie pentru a desface aglomerările de murdării din interiorul lor. Această spălare prin contracurent se realizează automat dacă conducta de refulare se deplasează vertical în sus pe o înălţime suficientă (3—4 m), deoarece la fiecare oprire a pompei apa din această coloană verticală se întoarce şi se scurge prin pompă înapoi, spălînd astfel interiorul ei prin contracurent. Dacă conductele de refulare sînt lungi şi ascendente, trebuie puse pe ele în staţia de pompare clapete de reţinere pentru a împiedica întoarcerea apei din conductă în staţia de pompare. Aceste clapete trebuie prevăzute cu pîrghii exterioare prin care se poate întoarce din cînd în cînd cu mîna clapeta interioară pentru a scutura murdăriile care o îmbîcsesc.

Este recomandabil a se evita, pe cît posibil, vane şi clapete pe conductele de refulare, ceea ce se poate realiza totdeauna în cazul cînd de la staţia de pompare apa poate să se scurgă prin gravitate cu nivel liber, ducînd atunci conducta de refulare la un nivel superior canalului de evacuare.

Toate bucşele de etanşare ale pompelor, vanelor etc., care stau sub presiunea din interior a apei uzate, trebuie ţinute la exterior sub o presiune ceva mai mare de apă curată de la reţea pentru a împiedica supurări de apă murdară şi infectată în camera uscată a staţiei de pompare.

În general, pompele cu turaţie specifică mică se comportă mai bine. Diametrele de intrare şi de ieşire ale pompei se recomandă să nu fie mai mici decît 150 mm.

La staţii de pompare cu debit foarte mic, pompele trebuie supradimensionate pentru a îndeplini această condiţie. Ele merg atunci intermitent cu intervale de declanşare mai mari.

Lei 5

E 1687

KAT

HIDROTEHNICA

ORGAN AL ASOCIAȚIEI ȘTIINȚIFICE A INGINERILOR ȘI TEHNICIENILOR DIN R. P. R.

Institut. de Documentare Tehnică
BUCUREȘTI
ОБМЕН - CSERE
VYMENA - WYMIANA
TAUSCH - СМЕНА

5

septembrie-octombrie

AMENAJAREA ȘI GOSPODĂRIREA APELOR • AMELIORAȚII • HIDROENERGETICA • CĂI NAVIGABILE ȘI PORTURI • ALIMENTĂRI CU APĂ CANALIZĂRI

1957

ANUL II
1957

HIDROTEHNICA

Nr. 5
septembrie-octombrie

ORGAN AL ASOCIAȚIEI ȘTIINȚIFICE A INGINERILOR ȘI TEHNICIENILOR DIN R. P. R.

COMITETUL DE REDACȚIE

Prof. dr. ing. **C. Mateescu** redactor responsabil, prof. dr. ing. **A. Bărglăzan**, prof. ing. **V. Blidaru**, conf. ing. **J. Boisnard**, conf. ing. **D. Cioc**, conf. ing. **Al. Diaconu**, prof. ing. **I. M. Gheorghiu**, conf. ing. candidat în șt. tehn. **M. Kahan**, ing. **M. Lateș**, prof. ing. **H. Lehr**, conf. ing. **I. Manoliu**, conf. ing. **A. Melzer**, prof. ing. **P. Nicolau**, prof. dr. ing. **D. Pavel**, conf. ing. **R. Prișcu**, conf. ing. **P. Trofin**, ing. **P. Wisner**, ing. **E. Zaharescu**

SUMAR

* * *: 7 Noiembrie 195

H. LEHR: Probleme de echilibru limită și de curgere plastică în calculele de stabilitate a taluzurilor 197

J. R. BALLY și I. ANTONESCU: Aplicarea în practică a electrosilicatării nisipurilor fine acvifere 206

A. FILOTTI: Considerații asupra eforturilor în conducte autoportante subțiri încastrate la capete 212

D. MIHAIL: Metode topografice pentru măsurarea deformațiilor barajelor . 216

E. DECIU: Considerații asupra coeficientului de cavitație la pompe . . . 223

I. P. MIHAI: Unele aspecte ale calculului elementelor încovoiate de armobeton 227

CRONICĂ

* * *: Concluzii statistice asupra activității mondiale de cercetări hidraulice . 233

DOCUMENTARE 237

RECENZII 240

Clișeul de pe copertă reprezintă modelul în aer liber executat de I.S.P.E. pentru canalul de deviere pus în funcțiune la 30 iunie 1957 pe șantierul barajului Bicaz.

Országos Műszaki Könyvtár TULAJDONA

СОДЕРЖАНИЕ

*** : 7 Ноября, стр. 1
Hidrotehnica, II (1957) nr. 5, стр. 147

Д.К. 624.137.2
Lehr H.: **Вопросы предельного равновесия и пластического течения при расчете устойчивости откосов.**
Hidrotehnica, II (1957) nr. 5, стр. 197

Излагаются методы определения устойчивости откосов, основанные на кругах скольжения и на теории пластичности. Описываются возможности изменения применяемых ныне методов в целях наилучшего соответствия теоретическим и практическим требованиям.

Д.К. 624.138:624.131.213
Bally R. J. и **Antonescu I.**: **Практическое применение электросиликатизации водоносных мелкозернистых песков.**
Hidrotehnica, II (1957) nr. 5, стр. 206

Излагается метод работы и результаты достигнутые электросиликатизацией водоносных мелкозернистых песков в выработке одного серебрянного рудника.

Д.К. 532.542
Filotti A.: **К вопросу напряжений возникающих в тонких самонесущих трубопроводах встроенных по концам.**
Hidrotehnica, II (1957) nr. 5, стр. 212

На основе теории тонких поверхностей делается расчет напряжений в встроенных по концам самонесущих трубопроводах. По сравнению с формулами сопротивления материалов величина напряжений рассчитанных при помощи предлагаемых формул больше на 10,2%.

Д. К. 627.821.044:526.9
Mihail D.: **Топографические методы измерения деформаций плотин**
Hidrotehnica, II (1957) nr. 5, стр. 216

Для определения деформаций применяются следующие топографические методы: триангуляция -- для определения направлений и абсолютных величин сдвигов; выравнивание — для определения составляющих вертикальных смещений. Рассматриваются причины и величина погрешностей возникающих в связи с условиями размещения станций.

Д. К. 621.25/67:532.528
Deciu E.: **К вопросу коэффициента кавитации насосов**
Hidrotehnica, II (1957) nr. 5, стр. 223

Приводятся различные формулы коэффициента кавитации σ для центробежных и осевых насосов. Сравнивая результаты и отмечая значительную разбросанность кривых, указываются пределы колебания коэффициента кавитации для различных конструкций насосов.

Д.К. 624.012.4.04
Mihai I. P.: **Ряд аспектов расчета армобетонных изогнутых элементов**
Hidrotehnica, II (1957) nr. 5, стр. 227

В статье разбирается вопрос влияния физико-механических свойств стали и бетона, а также предварительного напряжения на верхний предел армирования.

Заметки

Д.К. 532.5:31
*** : **Статистические выводы относительно мировой деятельности в области гидравлических исследований.**
Hidrotehnica, II (1957) nr. 5, стр. 233

Документация, стр. 237

Рецензии, стр. 241

INHALTSVERZEICHNIS

* * *: 7. November.
Hidrotehnica, II (1957) H. 5, S. 195

DK 624.137.2
Lehr H.: **Probleme des Grenzgleichgewichts und des plastischen Fliessens in der Berechnung der Böschungsstandfestigkeit.**
Hidrotehnica, II (1957), H. 5, S. 197

Es werden die auf Gleitungskreise und Plastizitätstheorie beruhenden Methoden zur Bestimmung der Böschungsstabilität vorgeführt. Es wird gezeigt, auf welche Weise die derzeit angewandten Methoden geändert werden können, um den theoretischen und praktischen Forderungen besser zu entsprechen.

DK 627.4.138:624.131.213
Bally R. J. und **Antonescu I.**: **Die Anwendung in der Praxis der Elektro-verkieselung der wasserhaltigen Feinsande.**
Hidrotehnica, II (1957), H. 5, S. 206

Es werden die Arbeitsmethode, nebst der durch die Elektroverkieselung feiner wasserhaltigen Sande in einem Braunkohle-Grubenstollen erzielten Ergebnisse, dargelegt.

DK 532.242
Filotti A.: **Betrachtungen über die Spannungen in an den Enden eingespannten selbstragenden Schalenleitungen.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 5, S. 212

Auf Grund der Schalentheorie, werden die Spannungen in den an den Enden eingespannten Schalenleitungen ermittelt. Im Vergleich zu den Formeln der Festigkeitslehre, sind die, gemäss der vorgeschlagenen Formeln. errechneten Spannungen um 10,2°/o grösser.

DK 627.821.044:526.9
Mihail D.: **Topographische Methoden zur Bemessung der Formänderungen der Staudämme.**
Hidrotehnica, II (1957), H. 5, S. 216

Zur Ermittlung der Formänderungen werden folgende topographische Methoden angewandt: Die Triangulation — zur Bestimmung der Richtungen und der absoluten Grössen der Verschiebung; die Geraderichtung — zur Bestimmung der Verschiebungskomponenten; die Präzisionsnivellierung — zur Bestimmung der senkrechten Verschiebungen. Es werden die Quellen und die Grösse der aus den Ansatzbedingungen der Station möglicherweise auftauchenden Fehler näher erörtert.

DK 621.65./67:532.528
Deciu E: **Betrachtungen über den Kavitationskoeffizienten an den Pumpen.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 5, S. 223

Es werden verschiedene Formeln für den Kavitationskoeffizienten an den Zentrifugal- und Axialpumpen vorgeführt. Nach Gegenüberstellung der Ergebnisse und Feststellung einer beträchtlichen Zerstreuung der Kurven, werden die Grenzwerte angegeben, innerhalb welcher der Kavitationskoeffizient für verschiedene Pumpentypen variiert.

DK 624.012.4.04
Mihai I. P.: **Einige Aspekte der Berechnung gebogener Spannbetonbauteile.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 5, S. 227

Der vorliegende Aufsatz behandelt das Problem des Einflussses der physikalisch-mechanischen Eigenschaften des Stahls und des Betons, sowie der Vorspannung, auf die obere Armiergrenze.

Noten

DK 532.5:31
* * *: **Statistische Schlussfolgerungen der Welttätigkeit auf dem hydraulischen Forschungsgebiet.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 5, S. 233

Dokumentierung, S. 237.

Buchbesprechungen, S. 241.

SOMMAIRE

* * *: **7 Novembre**
Hidrotehnica, II (1957), no. 5, p. 195

CD 624.137.2
Lehr H.: **Problèmes d'équilibre limite et de coulement plastique dans les calculs de stabilité des talus.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 5, p. 197

L'auteur expose les méthodes de détermination de la stabilité des talus, basées sur des cercles de glissement et sur la théorie de la plasticité. Il montre comment les méthodes, actuellement en usage, peuvent être modifiées pour mieux satisfaire aux exigences théoriques et pratiques.

CD 624.138.624.131.213
Bally R. J. et Antonescu I.: **La mise en pratique de l'électrosilicatisation des sablons aquifères.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 5, p. 206

Les auteurs exposent la méthode de travail et les résultats obtenus à l'aide de l'électro-silicatisation de certains sablons aquifères dans une galerie de mine de lignite.

CD 532.542
Filotti A.: **Considérations sur les efforts dans les conduites à voile mince autoportantes encastrées aux extremités.**
Hidrotehnica. II (1957) no. 5, p. 212

Sur la base de la théorie des surfaces minces autoportantes, l'auteur donne le calcul des efforts dans les conduites à voile mince autoportantes encastrées aux extremités. Par rapport aux formules de la résistance des matériaux, les efforts calculés à l'aide des formules proposées par l'auteur sont de 10,2% plus grands.

CD 627.821.044:526.9
Mihail D.: **Méthodes topographiques pour mesurer les déformations des barrages.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 5, p. 216

Pour établir les déformations, on emploie comme méthodes topographiques: la triangulation — pour déterminer les directions et les grandeurs absolues des déplacements; l'alignement — pour la determination des composantes des déplacements; le nivellement de précision — pour déterminer les déplacements verticaux. L'auteur étudie les sources et la grandeur des erreurs qui peuvent naître des conditions de l'emplacement des centrales.

CD 621.65./67:532.528
Deciu E.: **Considérations sur le coefficient de cavitation aux pompes.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 5, p. 223

L'auteur présente plusieurs formules pour le coefficient de cavitation aux pompes centrifuges et axiales. En comparant les résultats et constatant une dispersion appréciable des courbes, il indique des limites entre lesquelles varie le coefficient de cavitation pour les différents type de pompe.

CD 624.012.4.04
Mihai I. P.: **Quelques aspects du calcul des éléments recourbés en béton armé.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 5, p. 227

L'article traite du problème de l'influence des propriétés phisico-mécaniques de l'acier et du béton, ainsi que celle de la précontrainte, sur la limite supérieure de l'armature.

Notes

CD 532.5:31
* * *: **Conclusions statistiques concernant l'activité mondiale des recherches hydrauliques.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 5, p. 233

Documentation, p. 237.
Comptes-rendus, p. 241.

CONTENTS

* * *: **7 of November**
Hidrotehnica, II (1957), no. 5, p. 195

DC 624.137.2
Lehr H.: **Equilibrium limit and plastic flow problems in computing slope stability.**
Hidrotehnica, II (1957), no. 5, p. 197

The methods for determining slope stability, based on sliding circles and plasticity theory are exposed. It is shown, how the actually applied methods can be modified in order to meet more satisfactorily the theoretical and practical requirements.

DC 624.138:624.131.213
Bally R. J. and Antonescu I.: **The application in practice of electrosilicification of aqueous fine sand in a lignite mine gallery.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 5, p. 206

The working method and the results reached by means of electrosilicification of watery fine sands in a lignite mine gallery are exposed.

DC 532.242
Filotti A.: **Considerations on stresses in this shell conduits, rigid fixed at the ends.**
Hidrotehnica, II (1957), no. 5, p. 212

Based on the theory of thin self-carrying surfaces, the stresses in self- carrying conduits, rigidly fixed at the ends, are computed. Comparatively with the formulae for strength of materials, the stresses, calculated by means of the formulae proposed by the author, are greater by 10,2%.

DC 627.821.044:526.9
Mihail D.: **Topographic methods for measuring dam deformations.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 5, p. 216

In order to establish deformations, are used as topographic methods: the triangulation — for determining the directions and intensity (absolute greatness) of the displacements; the alinement — for determining the components; the precision levelling — for determinig the upright displacements. The error sources and greatness, which may arise out of survey station site conditions, are studied.

DC 621.65./67:532.528
Deciu E.: **Considerations on cavitation coefficient at pumps.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 5, p. 223

Several formulae for the cavitation coefficent at centrifugal and axial pumps are presented. A sensible dispersion of the curves, being established by comparison with the results, the author gives the limits within which the cavitation coefficient varies according to the different pump types.

DC 624.012.4.04
Mihai I. P.: **Some aspects of the calculus of bent reinforced concrete building components.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 5, p. 227

The paper deals with the problems of the influence of the physico-mechanical properties of the steel and concrete, as well as of prestressing, upon the reinforcing upper limit.

Notes
DC 532.5:31
* * *: **Statistical conclusions concerning world activity of hydraulic research.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 5, p. 233

Documentation, p. 237.
Book reviews, p. 241.

REVISTA HIDROTEHNICĂ
Anul II * Nr. 5 * septembrie-octombrie 1957

7 Noiembrie

Popoarele sovietice și toți cei ce muncesc din lumea întreagă sărbătoresc în acest an la 7 Noiembrie cea de-a 40-a aniversare a Marii Revoluții Socialiste din Octombrie (1917—1957).

Marea Revoluție Socialistă din Octombrie a învins sub steagul marxist-leninismului, însemnînd totodată triumful ideologiei marxist-leniniste asupra social-democratismului în mișcarea muncitorească internațională, spulberînd o dată pentru totdeauna mitul reacționar că masele populare nu ar fi capabile să conducă statul.

Cei 40 de ani de existență a statului sovietic au dovedit, că masele de oameni ai muncii nu numai că sînt capabile să distrugă oricînd orînduirea socială veche, putredă, dar și să construiască un sistem de stat și social nou, socialist, să învingă într-o perioadă istorică scurtă înapoierea economică și tehnică, și să creeze o economie cu un înalt nivel de dezvoltare, să instaureze și să dezvolte democrația socialistă — forma superioară de democrație — să stabilească relații de prietenie și frăție între diferitele națiuni, fără precedent în istorie, să trezească milioane de oameni la creația istorică conștientă. Tocmai de aceea Revoluția din Octombrie este prin caracterul și țelurile ei o revoluție cu adevărat populară și cea mai măreață dintre toate revoluțiile pe care le cunoaște istoria omenirii.

Revoluția proletară a învins în Rusia pentrucă Rusia prezenta în 1917 punctul nodal al tuturor contradicțiilor imperialismului, fapt care a intensificat și mai mult procesul de revoluționalizare a proletariatului și de unire a maselor țărănești în jurul acestuia.

Revoluția socialistă din Octombrie 1917 se deosebește însă fundamental de revoluțiile burgheze, atît prin țelurile ei, cît și prin rezultate.

Revoluțiile burgheze din ultimele două veacuri nu au făcut altceva decît să schimbe sistemul de exploatare feudal cu cel capitalist.

Revoluția proletară dă însă naștere statului de tip nou — dictatura proletariatului. Folosind ca suprastructură politică dictatura proletariatului, oamenii muncii devin pentru prima dată în istorie stăpînii propriei lor țări, tocmai pentru că dictatura proletariatului reprezintă adevărata democrație, instaurată ca un rezultat direct al victoriei Marii Revoluții Socialiste din Octombrie.

Dacă revoluțiile burgheze consolidînd forma nouă, capitalistă, nu pot uni în jurul burgheziei pentru o perioadă cît de cît îndelungată masele muncitoare și exploatate, apoi Revoluția Socialistă din Octombrie a reușit să strîngă, pentru totdeauna, aceste mase, într-o alianță trainică și eficace cu proletariatul. Această alianță a determinat consolidarea puterii proletariatului și construirea noii economii socialiste.

Construirea socialismului în U.R.S.S. reprezintă principalul rezultat al Revoluției din Octombrie.

Conduse de Partidul Comunist, popoarele sovietice, eliberate de exploatare, au transformat într-un timp istoric extrem de scurt Rusia, dintr-o țară înapoiată într-un puternic stat socialist, industrial și colhoznic.

Saltul cu adevărat gigantic în dezvoltarea economiei, ridicarea neîntreruptă a bunăstării maselor, înflorirea învățămîntului public, a literaturii și artei, a științei și culturii — toate acestea constituie o dovadă grăitoare a uriașei însemnătăți progresiste a Revoluției Socialiste din Octombrie. Viața confirmă previziunea lui V. I. Lenin: „Exemplul nostru prezintă tuturor țărilor cîteva aspecte cu totul esențiale ale viitorului lor inevitabil și apropiat“.

Construcția socialismului în U.R.S.S. este o măreață cucerire a poporului sovietic, care a determinat victoria în perioada celui de al II-lea război mondial. Zdrobind armatele fasciste, Uniunea Sovietică a eliberat de sub jugul fascist popoarele din Europa și Asia, schimbînd pentru totdeauna raportul de forțe dintre socialism și capitalism.

In cei 40 de ani care au trecut de la Marea Revoluție Socialistă din Octombrie 1917, Uniunea Sovietică s-a transformat într-un factor hotărîtor al politicii internaționale, dat fiind atît forța sa impresionantă economică și militară, cît și poziția sovietică în problemele internaționale, poziție care a coincis totdeauna cu țelurile maselor largi populare din toate țările.

In conștiința popoarelor din întreaga lume rămîne vie înțelegerea faptului că Marea Revoluție Socialistă din Octombrie a ridicat sus steagul păcii, că primul act al politicii externe a tînărului stat sovietic a fost proclamarea istoricului Decret al Păcii. Politica de pace a Uniunii Sovietice este o continuare firească a politicii sale interne. In înfăptuirea politicii sale externe de pace Uniunea Sovietică pornește de la teza leninistă a coexistenței pașnice a statelor cu orînduiri politice și sociale diferite.

Lupta dusă de U.R.S.S. pentru interzicerea armelor atomice și cu hidrogen, lupta pentru pace, pentru coexistența pașnică și întrecerea economică a statelor cu sisteme sociale diferite, coincide cu dorința vie a oamenilor muncii din întreaga lume, care vor pace, vor încetarea cursei înarmărilor pentru ca să se ajungă la scăderea impozitelor militare și la creșterea bunăstării popoarelor.

In primele rînduri ale luptătorilor pentru pace, democrație și socialism, alături de U.R.S.S. pășesc Republica Populară Chineză și celelalte popoare libere ale lagărului socialismului.

Prietenia și frăția care s-au legat între aceste popoare, întărirea continuă a puterii lor, pe baza principiilor ideologiei marxist-leniniste a deplinei egalități în drepturi, ajutorului reciproc și internaționalismului proletar, au făcut ca lagărul păcii și socialismului să devină incontestabil reazimul puternic al întregii omeniri muncitoare, în lupta pentru pace, democrație și un viitor mai bun.

In lupta pentru pace, alături de statele socialiste s-au coalizat și state nesocialiste, forțele păcii însumînd astăzi o populație de aproximativ 1,5 miliarde de oameni strîns uniți într-o vastă „zonă a păcii".

Lumea întreagă privește astăzi cu o admirație mai mare ca oricînd realizările Uniunii Sovietice în toate domeniile științei și tehnicii, și mai ales în acele ramuri care sînt menite să revoluționeze tot ce s-a înfăptuit pînă acum în acest domeniu.

După succesele fără egal dobîndite în folosirea pașnică a energiei atomice, în dezvoltarea aviației reactive, Uniunea Sovietică a vestit acum lumii o nouă realizare epocală: lansarea cu succes în U.R.S.S. a primului satelit artificial al pămîntului. Această știre a produs un puternic entuziasm în întreaga omenire, care vede încă o dată că în marele stat sovietic, în lumea socialistă, întreaga activitate creatoare este pusă în slujba progresului și a fericirii omenești.

Poporul romîn, care însuflețit de un fierbinte patriotism își făurește viața sa nouă, socialistă, știe că o garanție esențială a izbînzii pe această cale o constituie prietenia și colaborarea frățească cu Uniunea Sovietică și cu toate țările socialiste.

Cu multă însuflețire poporul nostru muncitor sărbătorește în acest an cea de a 40-a aniversare a Marii Revoluții Socialiste din Octombrie știind că viața nouă, liberă și înfloritoare din statul nostru democrat popular este de asemenea un rod al Revoluției din Octombrie.

Revoluția din Octombrie a avut o influență hotărîtoare asupra istoriei poporului nostru. Crearea Partidului Comunist în mai 1921 a însemnat triumful leninismului asupra social-democratismului reformist în mișcarea muncitorească din țara noastră, subliniind încă o dată faptul că Revoluția Socialistă a constituit și o revoluție în ideologia clasei muncitoare.

Sub conducerea partidului, însuflețiți de ideile Revoluției Socialiste, poporul muncitor a doborît regimul burghezo-moșieresc și a instaurat în țara noastră regimul democrat popular.

Intărirea statului nostru democrat popular, crearea și dezvoltarea continuă a industriei și a agriculturii, crearea și dezvoltarea sectorului socialist în economia țării, ridicarea nivelului de trai al celor ce muncesc, înflorirea culturii și științei, viața nouă și înfloritoare de care ne bucurăm astăzi, sînt, așadar, rod al Revoluției Socialiste, al eliberării patriei noastre de către Armata Sovietică și al sprijinului continuu primit din partea U.R.S.S.

Exprimîndu-și dragostea față de cea de-a 40-a aniversare a Marii Revoluții Socialiste din Octombrie, oamenii muncii de la orașe și sate întîmpină măreața sărbătoare cu noi și noi succese pe calea construirii socialismului în țara noastră.

Industria noastră socialistă produce astăzi cea mai mare parte a mașinilor și utilajelor necesare economiei naționale.

Este semnificativ faptul că față de anul 1938 producția socotită pe cap de locuitor a crescut în 1956 la fontă de la 8,5 la peste 33 kg; la oțel de la circa 18 la 44 kg; la energie electrică de la 72,4 la 280,4 kWh; la gaz metan de la 19 la 248 m^3; la ciment de la 32,7 la 124,3 kg.

Au fost obținute de asemenea succese importante în domeniul dezvoltării agriculturii și al transformării ei socialiste, sectorul socialist cuprinzînd astăzi peste 42,2% din totalul suprafeței agricole a țării și peste 37% din suprafața arabilă.

Succese importante au fost obținute și în domeniul hidrotehnic. Astfel, în sectoarele de amenajare și gospodărire a apelor, ameliorații, hidroenergetic, căi navigabile și porturi, alimentări cu apă și canalizări, inginerii și tehnicienii de specialitate luptă pentru obținerea de noi succese, folosind din plin experiența și sursele de documentare tehnico-științifice.

Principiile care stau la baza activității hidrotehnice din țara noastră sînt în mod clar formulate de tov. Gheorghe Gheorghiu-Dej în raportul asupra planului de electrificare a țării:

„Problema apelor ocupă un loc de frunte în viața economică și socială a țării noastre. Datorită rolului important al apei în agricultură, în determinarea climei și introducerea energiei necesare electrificării, stăpînirea și folosirea apelor noastre constituie una din problemele de bază ale construcției socialiste.

„Electrificarea țării este legată nemijlocit de problema folosirii multilaterale a apelor: asigurarea stabilității și creșterii producției agricole prin irigații, lupta împotriva secetei, prevenirea inundațiilor, plantarea perdelelor de protecție, amenajarea de baraje și lacuri de acumulare, regularizarea debitelor rîurilor, amenajarea și recîștigarea terenurilor inundabile, navigația, alimentarea cu apă a orașelor și centrelor industriale, piscicultură, amenajarea torenților și de împădurire.

„Nici una din aceste probleme nu poate fi rezolvată în mod separat, așa încît numai într-un studiu complet și coordonat al tuturor posibilităților de folosire a apelor, se va putea rezolva fiecare problemă în parte".

In realizarea acestor principii un sprijin serios primim din partea inginerilor și tehnicienilor sovietici prin schimbul de experiență și de documentare tehnico-științifică.

Alături de întregul popor muncitor din țara noastră, inginerii și tehnicienii din sectoarele hidrotehnice salută ziua de 7 Noiembrie 1957, ce-a de a 40-a aniversare a Marii Revoluții Socialiste din Octombrie 1917, și își exprimă cu această ocazie dragostea deosebită față de U.R.S.S. — luptătoarea neobosită pentru apărarea și întărirea păcii, pentru făurirea unui viitor tot mai luminos al omenirii.

Probleme de echilibru limită şi de curgere plastică în calculele de stabilitate a taluzurilor[*]

Prof. ing. H. LEHR

CZ: 624.137.2

Metodele de calcul pentru determinarea stabilităţii taluzurilor pot fi grupate astfel: metoda suprafeţelor de alunecare; metodele de calcul după teoria echilibrului limită la mase de pămînt; metoda după teoria curgerii unui corp ideal plastic; curgerea lichidelor plastic vîscoase.

I. **Metoda suprafeţelor de alunecare.** Această metodă este adoptată în cele mai multe prescripţii oficiale pentru calculul de stabilitate a taluzurilor şi este pe larg tratată în diferitele publicaţii, elaborîndu-se şi o serie de diagrame şi tabele ajutătoare.

Definind gradul de stabilitate ca raportul între forţele care tind să producă mişcarea de alunecare şi între cele care rezistă acestei mişcări, se obţine un criteriu de stabilitate. In cazul unor alunecări consecvente (după clasificarea lui Savarenski), suprafeţele de alunecare sînt într-o anumită măsură determinate prin suprafeţele de contact între stratele cu diferite caracteristici mecanice. In cazul unor alunecări de tip asecvent şi de multe ori insecvent, suprafaţa de alunecare, ca suprafaţă de-a lungul căreia eforturile îndeplinesc o anumită condiţie limită, este definită ca acea suprafaţă pentru care raportul între forţele de rezistenţă şi de alunecare obţine o valoare extremă (minimă).

Metodele folosite fac în interesul simplificării calculelor o serie de neglijări, dintre care unele contrazic chiar legile staticii. Astfel, în aşa-zisa metodă a fîşiilor, cea mai mult folosită la întocmirea proiectelor, nu se ia în consideraţie variaţia forţelor de-a lungul suprafeţelor verticale de contact între diferitele fîşii, ceea ce duce la o serie de nepotriviri, semnalate între altele şi de Pokrovski.

In conferinţa de la Stockholm 1954, Skempton, Caquot şi Fröhlich au dezvoltat anumite metode mai exacte de calcul, ilustrînd şi cu exemple de calcul diferenţele obţinute, fără a merge însă consecvent la capăt. Avînd în vedere faptul că în multe proiecte se fac calcule ample de stabilitate şi se modifică dispozitivele constructive pentru a obţine o majorare a coeficientului de stabilitate cu 0,1 şi că metodele aplicate duc de multe ori la dimensionări injuste, credem că o revizuire a metodelor folosite este pe deplin justificată. Părăsind, deci, neglijările care se fac în metoda fîşiilor, se vor stabili în cele ce urmează ecuaţiile de echilibru ale fîşiilor, strict valabile, şi se vor indica metode raţionale de rezolvare în conformitate cu condiţiile fizice ale fenomenului fără ca volumul calculelor numerice să depăşească cel admisibil pentru practica inginerească.

Considerînd echilibrul unei fîşii limitate de o suprafaţă de alunecare (fig. 1), se obţin, prin descompunerea forţelor în componente verticale şi orizontale, următoarele două ecuaţii de echilibru al forţelor:

$$\sigma\ ds\ \cos\alpha+\tau ds\ \sin\alpha=\gamma \bar{y}\ dx+\frac{dV}{dx}dx; \qquad (1)$$

$$-\sigma\ ds\ \sin\alpha+\tau ds\ \cos\alpha=\frac{dH}{dx}dx. \qquad (2)$$

Pentru ecuaţia de momente se consideră întregul masiv din stînga secţiunii $I-I$ şi se scrie ecuaţia de momente din jurul lui 0:

$$\int_{x}^{x_2} \tau ds.\ R=\int_{x}^{x_2} \gamma\bar{y}\ dx.\ x-V.x-H.\ r.$$

Diferenţiind această expresie după x, se obţine înlocuind $ds=\frac{dx}{\cos\alpha}$:

$$\frac{\tau R}{\cos\alpha}=\gamma\bar{y}\cdot x+V+x\frac{dV}{dx}+r\cdot\frac{dH}{dx}+H\frac{dr}{dx}. \qquad (3)$$

Impărţind ecuaţiile (1) şi (2) prin $dx=ds\cos\alpha$ se obţin ecuaţiile (1'), (2') şi (3'):

$$\sigma+\tau\ \text{tg}\alpha=\gamma\bar{y}+\frac{dV}{dx}; \qquad (1')$$

---

[*] Extras din comunicarea ţinută la a II-a sesiune ştiinţifică a cadrelor didactice, Institutul de Construcţii, Bucureşti, iunie 1956.

$$-\sigma \operatorname{tg}\alpha+\tau=\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}x}; \qquad (2')$$

$$R\,\frac{\tau}{\cos\alpha}=\gamma\bar{y}\cdot x+V+x\,\frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}x}+r\,\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}x}+H\,\frac{\mathrm{d}r}{\mathrm{d}x}\cdot \qquad (3')$$

Adăugînd condiţia limită:

$$\tau=\sigma\operatorname{tg}\varphi+c \qquad (4)$$

şi înlocuind, se obţin următoarele 3 ecuaţii:

$$\sigma\,(1+\operatorname{tg}\alpha\operatorname{tg}\varphi)+c\cdot\operatorname{tg}\alpha=\gamma\bar{y}+\frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}x}; \qquad (5)$$

$$\sigma\,(\operatorname{tg}\varphi-\operatorname{tg}\alpha)+c=\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}x}; \qquad (6)$$

$$\frac{\sigma\operatorname{tg}\varphi\cdot R}{\cos\alpha}+\frac{c\cdot R}{\cos\alpha}=\gamma\bar{y}\cdot x+V+x\,\frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}x}+$$
$$+r\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}x}+H\frac{\mathrm{d}r}{\mathrm{d}x}\cdot \qquad (7)$$

Se introduc expresiile adimensionale:

$$\sigma'=\frac{\sigma}{\gamma R};\ c'=\frac{c}{\gamma R};\ \bar{y}'=\frac{\bar{y}}{R};\ x'=\frac{x}{R};\ V'=\frac{V}{\gamma R^2};$$

$$y'=\frac{y}{R};\ r'=\frac{r}{R};\ H'=\frac{V}{\gamma R^2};$$

ecuaţiile de mai sus se scriu în expresii adimensionale fără a mai repeta semnul ' la diferitele valori

$$\sigma\,(1+\operatorname{tg}\alpha\operatorname{tg}\varphi)+c\cdot\operatorname{tg}\alpha=\bar{y}+\frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}x}; \qquad (5')$$

$$\sigma\,(\operatorname{tg}\varphi-\operatorname{tg}\alpha)+c=\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}x}; \qquad (6')$$

$$\sigma\operatorname{tg}\varphi+c=\bar{y}\,x\cos\alpha+x\frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}x}\cos\alpha+V\cos\alpha+$$
$$+r\,\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}x}\cos\alpha+H\,\frac{\mathrm{d}r}{\mathrm{d}x}\cos\alpha\cdot \qquad (7')$$

Din aceste ecuaţii se vede imediat că presupunerea care se face în mod curent $\frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}x}=0$; $\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}x}=0$, duce la relaţii incompatibile.

Cele 3 ecuaţii conţin 4 necunoscute, şi anume: efortul σ de-a lungul suprafeţei de alunecare, H şi V ca forţe de contact între diversele fîşii (V şi H avînd dimensiunea unei forţe pe metru) şi r.

Este deci necesar să se introducă o a patra condiţie compatibilă cu condiţiile statice ale întregului sistem, permiţînd totodată o rezolvare prin calcule numerice relativ reduse.

Propunem următoarele căi de rezolvare a ecuaţiilor (5—7):

1. Ecuaţia (6) arată o relaţie relativ simplă între $\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}x}$ şi σ. Ca această ecuaţie să păstreze un sens fizic este necesar ca pentru $\alpha=\varphi$; $\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}x}=c$. Totodată trebuie să fie $H=0$ pentru $\alpha=\alpha_1$ şi $\alpha=\alpha_2$ (fig. 1). H fiind o funcţie continuă de x avînd pentru valorile ei anumite limite impuse, ea poate fi aproximată cu primul termen al unei serii trigonometrice de forma:

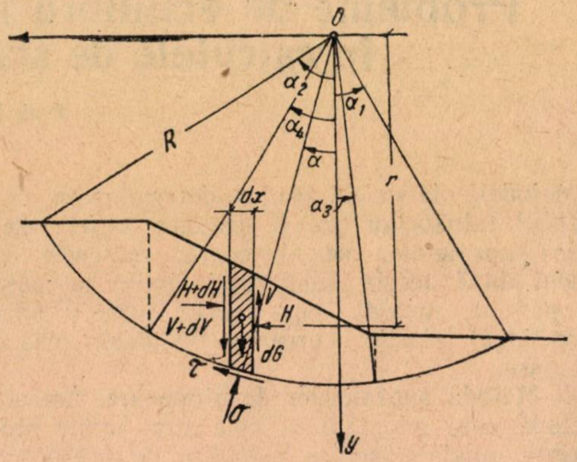


Fig. 1. Fişia elementară a unui taluz.

$$H=\frac{a_0}{2}+a_1\cos\alpha'+b_1\sin\alpha'; \qquad (8)$$

$$\alpha'=\frac{2\pi}{\alpha_2-\alpha_1}\left(\alpha-\frac{\alpha_1+\alpha_2}{2}\right) \qquad (8')$$

în punctele $\alpha=\alpha_1$, $(\alpha'=-\pi)$ şi $\alpha=\alpha_2$, $(\alpha'=+\pi)$, trebuie îndeplinită egalitatea $H=0$ şi deci $\frac{a_0}{2}=a_1$.

Pentru determinarea coeficienţilor a_1 şi b se introduc în ecuaţiile (5—7) următoarele condiţii limită:

1) $\left.\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}x}\right|_{\alpha=\varphi}=c$;

2) pentru $x=0$, r are o anumită valoare r_0.

Eliminînd σ între ecuaţiile (5 şi 6), rezultă:

$$\frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}\alpha}=\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}\alpha}\operatorname{ctg}(\varphi-\alpha)-c\cdot\cos\alpha\cdot\operatorname{ctg}(\varphi-\alpha)+$$
$$+c\sin\alpha-\bar{y}\cos\alpha; \qquad (9)$$

$$V_{(\alpha)}=\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}\alpha}\operatorname{ctg}(\varphi-\alpha)\,\mathrm{d}\alpha-c\int_{\alpha_1}^{\alpha}\cos\alpha\operatorname{ctg}(\varphi-\alpha)\mathrm{d}\alpha+$$
$$+c+c\int_{\alpha_1}^{\alpha}\sin\alpha\,\mathrm{d}\alpha-\int_{\alpha_1}^{\alpha}\bar{y}\cos\alpha\,\mathrm{d}\alpha\cdot \qquad (10)$$

Prin diferenţierea ecuaţiei (8):

$$\frac{dH}{d\alpha}=-a_1 \sin \alpha' \frac{d\alpha'}{d\alpha}+b_1 \cos \alpha' \frac{d\alpha'}{d\alpha};$$

$$\frac{dH}{d\alpha}=\frac{2\pi}{\alpha_2-\alpha_1}(b_1 \cos \alpha'-a_1 \sin \alpha'). \qquad (11)$$

Inlocuind valorile (11) în (10) şi luînd $\alpha=0$, se obţine:

$$V_0=\frac{2\pi}{\alpha_2-\alpha_1}\Big(b_1F_1-a_1F_2\Big)-c\cdot F_3-c(1-\cos\alpha_1)-$$
$$-\left(\frac{\sin\alpha_1\cos\alpha_1}{2}-\frac{\alpha_1}{2}\right), \qquad (12)$$

în care:

$$F_1=\int_{\alpha_1}^{0}\cos\alpha' \operatorname{ctg}(\varphi-\alpha)\,d\alpha;$$

$$F_2=\int_{\alpha_1}^{0}\sin\alpha' \operatorname{ctg}(\varphi-\alpha)\,d\alpha;$$

$$F_3=\int_{\alpha_1}^{0}\cos\alpha \operatorname{ctg}(\varphi-\alpha)\,d\alpha.$$

Din condiţiile la limită impuse rezultă următoarele ecuaţii pentru determinarea coeficienţilor a_1 şi b_1:

$$\left.\frac{dH}{d\alpha}\right|_{\alpha=\varphi}=c\cdot\cos\varphi$$

sau:

$$\frac{2\pi}{\alpha_2-\alpha_1}\Big(b_1 \cos\varphi'-a_1 \sin\varphi'\Big)=c\cdot\cos\varphi. \qquad (13)$$

Presupunînd că pentru $\alpha=0$:

$$r_0=\left(1-\frac{y_0}{2}\right), \qquad (14)$$

rezultă din (7) şi (6) pentru $\alpha=0$, avînd în vedere că

$$\left.\frac{dr}{dx}\right|_{\alpha=0}=0,$$

$$\left.\frac{dH}{d\alpha}\right|_{\alpha=0}=V_0+r\left.\frac{dH}{d\alpha}\right|_{\alpha=0}$$

sau

$$(1-r)\left.\frac{dH}{d\alpha}\right|_{\alpha=0}=V_0,$$

care, după transformări, devine:

$$\frac{y_0}{2}\,\frac{2\pi}{\alpha_2-\alpha_1}\Big(b_1 \cos\alpha'_0-a_1 \sin\alpha'_0\Big)=V_0.$$

Rezultă deci ecuaţiile:

$$\frac{2\pi}{\alpha_2-\alpha_1}\Big(b_1 \cos\varphi'-a_1 \sin\varphi'\Big)=c\cdot\cos\varphi; \qquad (15)$$

$$\frac{y_0}{2}\,\frac{2\pi}{\alpha_2-\alpha_1}\Big(b_1 \cos\alpha'_0-a_1 \sin\alpha'_0\Big)=$$
$$=\frac{2\pi}{\alpha_2-\alpha_1}\Big(b_1F_1-a_1F_2\Big)-cF_3-c(1-\cos\alpha_1)-$$
$$-\left(\frac{\sin\alpha_1\cos\alpha_1}{2}-\frac{\alpha_1}{2}\right). \qquad (16)$$

Calculînd din aceste două ecuaţii liniare valorile a_1 şi b_1, putem calcula din ecuaţia (6) efortul σ pentru fiecare punct α pe conturul cercului de alunecare:

$$\sigma(\operatorname{tg}\varphi-\operatorname{tg}\alpha)=\frac{dH}{d\alpha}\,\frac{1}{\cos\alpha}-c. \qquad (17)$$

2. Există bineînţeles şi alte căi pentru găsirea unei ecuaţii suplimentare, compatibilă cu condiţiile fizice ale întregului sistem.

Dificultatea principală constă în a impune condiţiile de margine, astfel că pentru $\alpha=\alpha_1$ şi $\alpha=\alpha_2$, $V=H=0$, cu toate că din ecuaţiile (5) şi (6) rezultă ecuaţii diferenţiale de ordinul întîi care conţin numai o singură constantă de integrare.

În consecinţă, va trebui admisă o discontinuitate pentru valorile V şi H în interiorul domeniului:

$$\alpha_1\leqslant\alpha\leqslant\alpha_2.$$

Astfel, înlocuind în expresia (7) valorile respective pentru $\frac{dV}{dx}$ şi $\frac{dH}{dx}$ din ecuaţiile (5 şi 6), se obţine:

$$V+H\frac{dr}{dx}+\sigma\left[\frac{\operatorname{tg}\varphi}{\cos\alpha}-\sin\alpha(1+\operatorname{tg}\varphi\operatorname{tg}\alpha)-\right.$$
$$\left.-r(\operatorname{tg}\varphi-\operatorname{tg}\alpha)\right]+c\left(\frac{1}{\cos\alpha}-r-\sin\alpha\operatorname{tg}\alpha\right); \qquad (18)$$

punînd pentru

$$\alpha=\alpha_1,\ r=\cos\alpha_1;$$
$$\alpha=\alpha_2,\ r=\cos\alpha_2,$$

se vede că cele două expresii din parantezele ecuaţiei (18) devin nule.

Punînd, de exemplu, condiţia de altfel suficient de verosimilă ca,

$$V=H\operatorname{tg}\delta, \qquad (19)$$

δ fiind un unghi constant $\dfrac{\frac{dV}{dx}}{\frac{dH}{dx}}=\operatorname{tg}\delta.$

Din ecuaţiile (5 şi 6) rezultă:

$$\frac{dV}{dx}=\sigma(1+\operatorname{tg}\varphi\operatorname{tg}\alpha)+c\cdot\operatorname{tg}\alpha-\bar{y};$$

$$\frac{dH}{dx}=\sigma\,(\mathrm{tg}\,\varphi-\mathrm{tg}\,\alpha)+c;$$

$$\frac{\sigma\,(1+\mathrm{tg}\,\varphi\,\mathrm{tg}\,\alpha)+c\cdot\mathrm{tg}\,\alpha-y}{\sigma\,(\mathrm{tg}\,\varphi-\mathrm{tg}\,\alpha)+c}=\mathrm{tg}\,\delta;$$

$$\sigma=\frac{\cos\varphi}{\cos\,(\alpha'-\varphi)}\Big(\bar{y}\cos\alpha\cos\delta-$$

$$-c\cdot\sin\alpha'\Big)\alpha'=\alpha-\delta\cdot \qquad (20)$$

O generalizare a condiţiei suplimentare se obţine luînd δ variabil, de exemplu egal cu α; în acest caz avem;

$$V=H\,\mathrm{tg}\,\alpha\cdot \qquad (21)$$

In acest caz, V devine 0 pentru $H=0$ şi $\alpha=0$

$$\frac{dV}{d\alpha}=\frac{dH}{d\alpha}\,\mathrm{tg}\,\alpha+\frac{H}{\cos^2\alpha}; \qquad (22)$$

din (5) şi (6) se obţine:

$$\frac{dV}{d\alpha}=\sigma\,(\cos\alpha+\sin\alpha\,\mathrm{tg}\,\varphi)+c\sin\alpha-\bar{y}\cos\alpha;$$

$$\frac{dH}{d\alpha}=\sigma\,(\mathrm{tg}\,\varphi\cos\alpha-\sin\alpha)+c\cos\alpha,$$

sau:

$$\frac{dV}{d\alpha}=\sigma\,\frac{\cos\,(\alpha-\varphi)}{\cos\varphi}+c\sin\alpha-\bar{y}\cos\alpha; \qquad (23)$$

$$\frac{dH}{d\alpha}=\sigma\,\frac{\sin\,(\varphi-\alpha)}{\cos\varphi}+c\cos\alpha\cdot \qquad (24)$$

Inlocuind aceste expresii în (22) se obţine:

$$\sigma\cos\alpha=H+\bar{y}\cos^3\alpha \qquad (25)$$

şi diferenţiind după α şi înlocuind pentru $\frac{dH}{d\alpha}$ expresia (24):

$$\frac{d\sigma}{d\alpha}-\sigma\Big[\mathrm{tg}\,\alpha+\frac{\sin\,(\varphi-\alpha)}{\cos\varphi}\Big]=$$

$$=c+\frac{dy}{d\alpha}\cos^2\alpha-\frac{3}{2}\,\bar{y}\sin 2\alpha \qquad (26)$$

sau, după simple transformări trigonometrice, ecuaţia se reduce la:

$$\frac{d\sigma}{d\alpha}-\sigma\,\mathrm{tg}\,\varphi+$$

$$+\Big(\bar{y}\sin\alpha\cos\alpha-\frac{dy}{d\alpha}\cos\alpha\cos\alpha-c\Big)=0\cdot \qquad (26')$$

Integralul acestei ecuaţii diferenţiale liniare de ordinul doi de forma:

$$y'+P(x)y+Q(x)=o,$$

avînd în vedere că,

$$\int_{\alpha_1}^{\alpha}P(\alpha)\,d\alpha=-\mathrm{tg}\,\varphi(\alpha-\alpha_1),$$

se scrie:

$$\sigma=e^{\mathrm{tg}\,\varphi\,(\alpha-\alpha_1)}\Big[\sigma_0-\int_{\alpha_1}^{\alpha}e^{-\mathrm{tg}\,\varphi\,(\alpha-\alpha_1)}\,\bar{y}\sin\alpha\,d\sin\alpha+$$

$$+\int_{\alpha_1}^{\alpha}e^{-\mathrm{tg}\,\varphi\,(\alpha-\alpha_1)}\,\frac{d\bar{y}}{d\alpha}\cos\alpha\,d\sin\alpha+$$

$$+c\int_{\alpha_1}^{\alpha}e^{-\mathrm{tg}\,\varphi\,(\alpha-\alpha_1)}\,d\alpha\Big]. \qquad (27)$$

Luînd în consideraţie ecuaţia (25) astfel că pentru $\alpha=\alpha_1, \bar{y}=0$, $H=0$, rezultă $\sigma_o=0$.

Prin simplificare şi calculul integralei 3 se ajunge la expresia:

$$\sigma=e^{\mathrm{tg}\,\varphi\,(\alpha-\alpha_1)}\int_{\alpha_1}^{\alpha}e^{-\mathrm{tg}\,\varphi\,(\alpha-\alpha_1)}\Big[\frac{d\bar{y}}{d\alpha}\cos\alpha- \qquad (28)$$

$$-\bar{y}\sin\alpha\Big]d\sin\alpha-c\cdot\mathrm{ctg}\,\varphi\Big[1-e^{\mathrm{tg}\,\varphi\,(\alpha-\alpha_1)}\Big];$$

$$\sigma=e^{\mathrm{tg}\,\varphi\,(\alpha-\alpha_1)}\Big[\int_{\alpha_1}^{\alpha}e^{-\mathrm{tg}\,\varphi\,(\alpha-\alpha_1)}\Big(\frac{d\bar{y}}{d\alpha}\cos\alpha-$$

$$-\bar{y}\sin\alpha\Big)d\sin\alpha+c\,\mathrm{ctg}\,\varphi\Big]-c\,\mathrm{ctg}\,\varphi\cdot \qquad (28')$$

Calculul integralei prin cuadraturi cu diferenţe finite se execută fără mari dificultăţi formînd tabelele pentru e^x şi e^{-x} şi tabelele întocmite în mod special pentru diferitele expresii.

Cunoscînd σ în funcţie de α, se obţine o expresie analitică pentru coeficientul de stabilitate, ca raport al momentelor:

$$n_s\int_{a_1}^{a_2}\tau\,ds=\int_{a_1}^{a_2}\bar{y}\,x\,dx$$

$$n_s\,\mathrm{tg}\,\varphi\int_{a_1}^{a_2}\sigma\,d\alpha+n_s\,c\,(\alpha_2-\alpha_1)=F\cdot x_s,$$

în care:

$F=\int_{a_1}^{a}\bar{y}\,dx$ este suprafaţa profilului;

x_s — distanţa centrului de greutate al profilului de la centrul cercului de alunecare;

n_s — gradul de stabilitate definit prin :

$$n_s = \frac{F \cdot x_s}{\operatorname{tg} \varphi \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} \sigma \, d\alpha + c \, (\alpha_2 - \alpha_1)} . \qquad (29)$$

II. Suprafețe de alunecare cu forme neregulate. Metodele arătate mai înainte se aplică la formele cele mai diferite ale alunecărilor, adică nu numai la cele asecvente la care se referă figurile și schemele de forțe mai sus dezvoltate, dar și la cele consecvente și insecvente (împărțirea luată după Savarenski).

Metoda pentru determinarea „presiunii de alunecare a masivului" (opoloznenie davlenie) expusă în cartea lui Sahumianț „Stabilitatea rambleului de pămînt", constînd în construirea succesivă a poligoanelor de forță, deși prezintă o consecvență logică de gîndire, suferă de două lipsuri, în multe cazuri esențiale. Prima este aceea că face uz numai de ecuațiile de proiecție fără să se preocupe de momente, ceea ce pentru calculele de stabilitate a construcțiilor de susținere poate deveni uneori esențial. A doua neconcordanță cu esențialul fenomenului constă în alegerea arbitrară a direcției forței E_i. Astfel, în unul din exemplele date în lucrarea sus amintită se iau forțele orizontale, într-un alt exemplu forțele sînt luate înclinate paralele cu o oarecare direcție, iar într-un al treilea, forțele E_i își modifică direcția de la secțiune la secțiune fără ca să se dea pentru cele trei cazuri vreo justificare în text. Bineînțeles, că prin alegerea arbitrară a direcției se poate obține orice valoare pentru E_i, astfel că pentru dimensionarea construcțiilor de rezistență, calculele devin neconcludente. In tot cazul trebuie atrasă atenția că formulele analitice dezvoltate, de exemplu de Iasunias, conțin o eroare de principiu. In formula :

$$E_i = Q_i \sin \vartheta_i - f Q_i \cos \vartheta_i - c l_i = E'_{i-1}$$

se neglijează în mod nepermis influența componentei normale la planul i al forței E_{i-1} ceea ce poate duce la o schimbare a întregii scheme de forțe E. Acele două lipsuri semnalate ale metodei arătate de Sahumianț pentru determinarea presiunii de alunecare în cazul unor plane de alunecare dictate de stratificația rocilor, fac ca și celelalte deducții, altfel foarte interesante și folositoare, să fie privite în mod critic, și asupra multor concluzii trebuie făcute rezerve de principiu. Rămîne valabilă împărțirea în trei zone a masivului alunecător, adică în zona neutră, acolo unde procesul de alunecare nu este influențat de prezența maselor din amonte și aval, zona de rezistență prin comprimare, adică acea parte care se găsește la marginea inferioară a masivului de alunecare și unde se concentrează eforturi de compresiune, oprind prin rezistența mărită a acestei părți fenomenul de alunecare producîndu-se la procesul taluzului îngrămădiri și suprapuneri de mase, precum și zona de rupere superioară, unde masele situate în amonte exercită o acțiune de reținere asupra maselor inferioare care pornesc spre vale pînă cînd rezistența acestor mase la întindere este depășită. Trebuie atrasă atenția că nu este permis a considera pentru determinarea presiunii de împingere influența de rezistență a unui masiv situat pe o porțiune cu pantă mai mică sau chiar inversă în felul cum fac uneori unii proiectanți, prin imitarea formală a metodelor arătate în cîteva figuri din lucrările mai susenunțate.

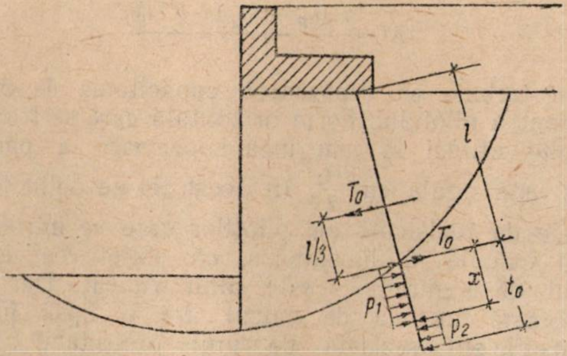


Fig. 2. Solicitarea piloților într-un masiv de alunecare.

În legătură cu metodele expuse trebuie tratată și problema calculului la stabilitate atunci cînd în masiv se găsesc piloți sau alte construcții masive, menite să mărească rezistența la alunecare a masivului. Principala problemă care se pune este : ce forțe pot prelua părțile masive. În mod curent se practică încă la multe institute de proiectare metoda simplistă înlocuind în calculele de stabilitate rezistența la coeziune a pămîntului pentru suprafețele ocupate de construcții masive, cu rezistența la forfecare a materialului respectiv. Așa, de exemplu, dacă de-a lungul unei suprafețe cilindrice de alunecare de lungime l și lățime b se găsește un număr de n piloți de suprafață F, ca de exemplu :

$$l = 20{,}00 \text{ m}; \; b = 2{,}5 \text{ m}; \; n = 5;$$
$$F = 1\,000 \text{ cm}^2; \; c = 3 \text{ t/m}^2 \quad \tau_{beton} = 200 \text{ t/m}^2,$$

forțele de rezistență ale masivului se măresc de la

$$20 \times 2{,}5 \times 3 = 150 \text{ tf cu } 5 \times 1{,}00 \times 20 = 100 \text{ tf.}$$

Bineînțeles că acest mod de calcul este complet greșit, pentru că nu ține seamă de posibilitatea de transmitere de către fiecare pilot a unei forțe de 20 tf.

In literatură se găsește expusă o metodă de calcul care ține seamă de modul de transmitere în modul următor: însemnînd cu t_0 adîncimea de încastrare a pilotului în partea nealunecată, astfel că $t=1,25\ t_0$, se consideră pe această adîncime presiunea pasivă

$$p=\gamma\ (\lambda_p-\lambda_a)\ b'\cdot l, \tag{30}$$

b' fiind lățimea pilotului iar l-lungimea pilotului pînă la suprafața de alunecare, acționînd pe lungimea t_0 uniform repartizată și încărcînd partea încastrată ca o grindă pe două reazeme. Momentul maxim

$$M=\frac{\gamma\ (\lambda_p-\lambda_a)\ l\cdot b'\cdot t_0^2}{8}$$

nu trebuie să depășească capacitatea de moment a pilotului. Forța orizontală care se transmite atunci la marginea superioară a părții t_0 este egală cu $\frac{p\cdot t_0}{2}$. In acest fel se obțin forțele de rezistență ale piloților care se introduc în calcule și, bineînțeles, că astfel coeficientul de siguranță este mult ridicat. Dar și această metodă de calcul are o lipsă încă insuficient sezisată de unii proiectanți. La marginea superioară a părții încastrate t_0 nu poate fi transmisă o forță transversală $T_0=\frac{p\cdot t_0}{2}$ fără să se transmită concomitent și un moment $M_0=\frac{T_0 l}{3}$. Acest lucru schimbă în mod fundamental repartizarea eforturilor în partea inferioară a pilotului.

Luînd o repartizare uniformă plastică a presiunilor pasive în pămînt de-a lungul lungimii t_0 egală cu cea din (30), rezultă pentru determinarea lui T_0 următoarele ecuații:

$$p_1\ x-p_2\ (t_0-x)=T_0\,;$$

$$p_1\ x\left(t_0-\frac{x}{2}\right)-p_2\ \frac{(t_0-x)^2}{2}=T_0\left(t_0+\frac{l}{3}\right).$$

Se elimină T_0 și rezultă x;

$$x=-\frac{l}{3}+\sqrt{\frac{l^2}{9}+\frac{p_2}{3\,(p_1+p_2)}\,t_0(3\,t_0+2\,l)} \tag{31}$$

Luînd, de pildă, exemplul calculat în cartea lui Liahnițki (ex. 24)

$t_0=2,00$ m; $p_1=6,3$ tf/m^2; $p_2=7,00$ tf/m^2;
$l=15,00$ m; $x=1,14$ m; $T=1,162$ tf.

III. **Calculul după echilibru limită.** Spre deosebire de metodele expuse mai înainte, calculul stabilității taluzurilor după teoriile echilibrului limită al maselor de pămînt, consideră că întregul masiv limitat de suprafața sa liberă orizontală și de conturul taluzului se găsește în echilibrul limită în urma forțelor exterioare care acționează asupra acestui masiv și care din greutatea proprie a masivului plus eventuale forțe hidrodinamice precum și dintr-o suprasarcină p aplicată pe suprafața orizontală.

Drept criteriu de echilibru limită servesc ipotezele de rupere din teoria plasticității și care în mecanica pămînturilor se exprimă pentru pămînturi pur coezive prin $\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}=c$, iar în cazul pămînturilor care au și frecare internă

$$\left(\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}+c\ \operatorname{ctg}\ \varphi\right)\sin\ \varphi=\frac{\sigma_1-\sigma_2}{2}.$$

Bazat pe aceste criterii de rupere, folosind ecuațiile de echilibru limită, prof. Sokolovski a reușit să dea o soluție de principiu tuturor problemelor de echilibru limită al maselor de pămînt, deci implicit și problemei de stabilitate a taluzurilor, indicînd o metodă de rezolvare prin aproximație succesivă pentru ecuațiile diferențiale ale echilibrului plastic, la diferite condiții de contur.

Pentru un pămînt pur coeziv avînd coeziunea c și $\varphi=$ o, Sokolovski deduce ecuația curbei de contur a taluzului, la care mai există stabilitate, și anume:

$$y=\frac{2\ c}{\gamma}\ \ln\frac{\cos\left(\frac{\gamma\ x+p}{2\ c}-1\right)}{\cos\left(\frac{p}{2\ c}-1\right)}. \tag{32}$$

Unghiului tangentei acestei curbe față de axa x este dat prin expresia:

$$\vartheta=\frac{\gamma\ x+p}{2\ c}-1 \tag{33}$$

pentru

$$x=0,\quad \vartheta=\alpha=\frac{p}{2c}-1, \tag{33'}$$

iar dreapta

$$x=\frac{1}{\gamma}\left[\ c\ (\pi+2)-p\ \right] \tag{34}$$

este o asimptotă la curba *1*.

Metoda lui Sokolovski pentru rezolvarea problemelor de echilibru limită se bazează, în esență, pe teoria matematică a sistemelor de ecuații diferențiale parțiale de tip iperbolic, folosind ecuațiile caracteristicilor și transformînd ecuațiile diferențiale într-un sistem de coordonate curbiline ξ, η formate din cele două familii de caracteristici. Reprezentînd planul x, y pe planul ξ, η, plecînd de la condițiile date pe contur x, y desfășurînd punctul singular A, în suprafețe conexe după Rieman pe planul ξ, η se ajunge la rezolvarea ecuațiilor diferențiale ale echilibrului limită prin aproximații succesive.

Caracteristicile sistemului ecuațiilor diferențiale ale echilibrului limită sînt totodată liniile de alunecare, adică curbele de-a lungul cărora în fiecare punct planul tangențial constituie un plan în care eforturile σ și τ îndeplinesc o anumită condiţie la limită (de obicei cea a lui Mohr $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$). Dar sensul fizic al curbelor de alunecare este aici altul decît al curbei de alunecare circulară tratată în capitolele precedente. Deplasările diferitelor puncte din masivul alunecător nu coincid cu direcţiile curbelor de alunecare, care rămîn aici definite numai ca plane cu eforturi la limită. Modul de deducere a formulelor arată şi limitele de aplicare. Astfel, unghiul ϑ trebuie să fie negativ şi să crească ca valoare absolută în mod monoton. De aici rezultă două condiţii:

Prima — că pentru fiecare sarcină p (sau adimensional pentru $\frac{p}{c}$) există un unghi limită de taluz şi teoretic o înălţime limită exprimată prin abscisa x a asimptotei. In tabela 1 sînt date aceste valori atît în mod general pentru orice valori $\frac{c}{\gamma}$ cît şi pentru cazul special $\frac{c}{\gamma} = 2$.

Tabela 1

Φ/c	$1+u$	ε	h_{lim}	h_{lim} pentru $\frac{c}{\gamma}=2$		
				$y=\infty$	pentru $y=$	h_{lcm}
5,00	1:35	1°30′	$0{,}14\frac{c}{\gamma}$	0,28	10 m	0,26
4,50	1:8,3	6°55′	$0{,}64\frac{c}{\gamma}$	1,28	10	1,20
4,00	1:4,75	11°55′	$1{,}14\frac{c}{\gamma}$	2,28	10	2,10
3,50	1:3,30	16°50′	$2{,}64\frac{c}{\gamma}$	3,28	10	3,00
3,00	1:2,5	21°50′	$2{,}14\frac{c}{\gamma}$	4,28	10	4,00
2,50	1:2,05	26°10′	$2{,}64\frac{c}{\gamma}$	5,28	10	4,90
	1:1,2	40°40′		—	5	4,24
2,00	1:1,66	31°00′	$3{,}14\frac{c}{\gamma}$	6,28	10	6,00
	1:1	45°00′		—	5	5,00

Condiţia $\vartheta < 0$ impune $\frac{p}{c} \geqslant 2$ ca echilibrul limită să se poată produce şi pentru orice valoare $\frac{p}{c} > 2$ masivul de pămînt se poate găsi în stare de echilibru limită. Din punct de vedere fizic, fenomenul după ipoteza lui Sokolovski are loc în modul următor: Sub sarcină se găseşte o zonă activă de presiune I (fig. 3), care împinge prin intermediul unei zone de tranziţie II asupra unei zone de echilibru pasiv, care tocmai prin rezistenţa pe care o opune împingerilor din zonele I şi II asigură echilibrul la limită (fig. 4). Toate acestea arată două nepotriviri între cerinţele teoriei şi între realitatea fizică. Prima este cerinţa ca $\frac{p}{c} = 2$ să fie condiţia limită pentru instabilitatea taluzului, sau, exprimînd p prin înălţimea h a stratelor suprapuse, ar exista condiţia ca

$$\frac{\gamma h}{c} \leqslant 2 \text{ sau } h \leqslant \frac{2c}{\gamma}.$$

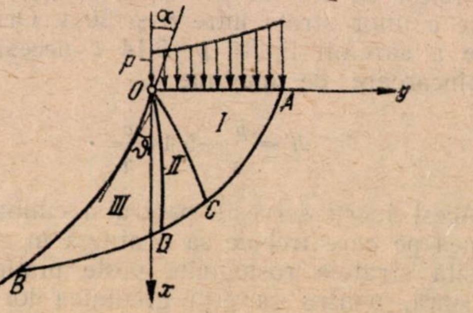


Fig. 3. Zonele plastice într-un taluz.

Dar experienţa şi calculele după metoda cercului de alunecare arată că această valoare limită pentru h este dată de expresia $h = 3{,}9\frac{c}{\gamma}$ deci de două ori mai mare.

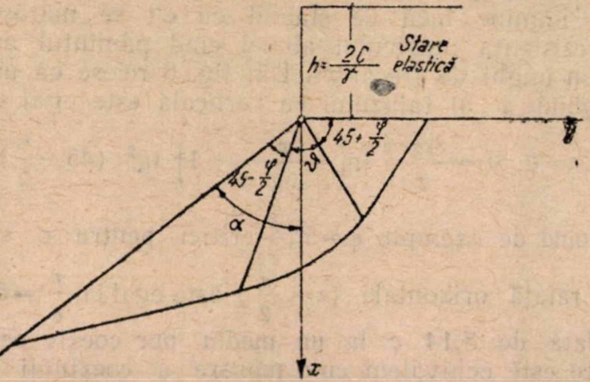


Fig. 4. Zonele plastice ale unui taluz cu suprasarcini.

De asemenea, fig. 5 arată că în mod teoretic liniile limite de taluzuri ar avea forme frînte (dacă se înlocuieşte curba cu un poligon înscris). Dar este greu de închipuit că tocmai această formă ar fi cea mai stabilă şi că greutatea stratelor suprapuse se manifestă la o distanţă atît de mare pe orizontală.

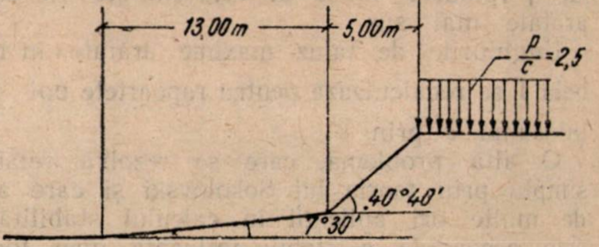


Fig. 5. Conturul frontului limită al unui taluz.

Pentru proiectanţi rezultă din toate aceste consideraţii următoarele concluzii:

Valoare $\frac{p}{c}$ maximă pentru o suprafaţă orizontală (taluzul maxim admisibil $\varphi=0$) este egală cu:

$$\frac{p}{c}=5{,}14 \quad \text{sau} \quad h=5{,}14\frac{c}{\gamma}\cdot$$

Pentru argilele de Constanţa, de exemplu, ar reieşi că ele nu pot suporta decît o încărcare a unor strate între 8 şi 10 t. Orice depăşire a sarcinii limită $p=5{,}14\ c$ necesită o supraîncărcare de înălţime

$$h'=\frac{p}{\gamma}-5{,}14\frac{c}{\gamma}\cdot$$

Acest lucru serveşte pentru a cunoaşte grosimea pe care trebuie să o atingă în zona prăbuşită stratele rostogolite peste platforma inferioară, pentru ca prin greutatea lor să producă o frînare a mişcării de alunecare. De asemenea se poate calcula presiunea pe care părţile active (cele din zonele *I* şi *II*) le exercită asupra masivului pasiv (zona *III*); prin rezolvarea cu aproximaţii succesive a ecuaţiilor diferenţiale (calculul funcţiei de presiune *X* de-a lungul caracteristicii zonei *III*).

Rămîne încă de stabilit cu cît se măreşte rezistenţa masivului atunci cînd pămîntul are un unghi de frecar φ^0. Din fig. 6 reiese că unghiul α al taluzului cu verticala este egal cu

$$\alpha=\vartheta;\quad \vartheta=\frac{\operatorname{ctg}\varphi}{2}\ln\left(\frac{p}{c\ \operatorname{ctg}\ \varphi}+1\right)\operatorname{tg}^2\left(45-\frac{\varphi}{2}\right)$$

luînd de exemplu $\varphi=5^0$, $\frac{p}{c}$ critici pentru o suprafaţă orizontală $\left(\alpha=\frac{\pi}{2}\right)$ este egal cu $\frac{p}{c}=\mathbf{6{,}5}$ faţă de 5,14 c la un mediu pur coeziv ceea ce este echivalent cu o masare a coeziunii de la c la $c'=1{,}25\ c$.

De asemenea, pentru $\varphi=10^0$, $\frac{p}{c}$ critic = **8,4**, care este echivalent cu o masare a coeziunii cu **64⁰/₀**.

Folosind aceste relaţii se pot calcula unghiurile limite ale taluzurilor după tabelele înainte întocmite, majorînd pentru diferitele valori ale lui φ valoarea lui c în conformitate cu cele arătate mai sus.

Unghiurile de taluz maxime arătate în tabela 1 se recalculează pentru rapoartele noi $\frac{p}{c}$ înlocuind c prin c'.

O altă problemă, care se rezolvă relativ simplu prin teoria lui Sokolovski şi care are de multe ori aplicaţii în calculul stabilităţii este aceea de a stabili influenţa unei forţe tangenţiale care acţionează pe suprafaţa liberă orizontală. În cazul special al calculului alunecărilor, această problemă se pune atunci cînd un strat de pămînt ajuns într-o stare de curgere plastică-vîscoasă exercită asupra stratului dedesubt nu numai o presiune normală, dar şi o forţă tangenţială datorită gradientului de viteză la suprafaţa de contact. Deci, afară de efortul specific normal ($p+c$ ctg φ) care acţionează pe această suprafaţă, mai acţionează şi un efort tangenţial τ exprimat printr-un unghi δ, astfel că avem drept condiţie pe contur

$$\begin{aligned}\sigma&=p+c\cdot\operatorname{ctg}\ \varphi\\ \tau&=(p+c\ \operatorname{ctg}\ \varphi)\ \operatorname{tg}\ \delta\cdot\end{aligned}\qquad(35)$$

Bineînţeles că unghiul δ poate fi şi negativ (fig. 6). În aceste cazuri forţa tangenţială exercită o rezistenţă pentru producerea alunecărilor, cazul cînd stratele alunecătoare sînt suprapuse de strate consistente care exercită forţe de frecare asupra celor de dedesubt.

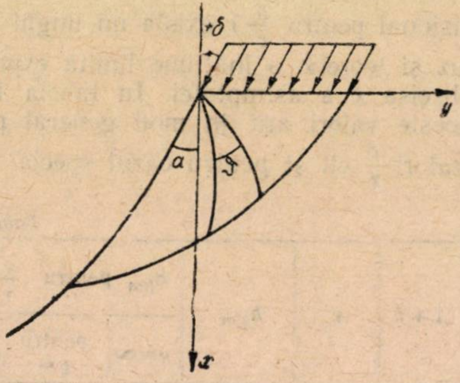


Fig. 6. Zonele plastice la sarcini oblice.

Pentru cazul din figură există la limită următoarele relaţii:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_x\\ \sigma_y\end{aligned}\right\}=\sigma\ (1\pm\sin\ \varphi\ \cos\ \beta)-c\ \operatorname{ctg}\ \varphi \qquad (36)$$
$$\tau=\sigma\ \sin\ \varphi\ \sin\ 2\ \beta$$

β fiind unghiul axelor principale cu x.

Prin înlocuire (35) în (36) avem:

$$2\ \beta=-\left(\delta+\operatorname{arc}\frac{\sin\ \delta}{\sin\ \varphi}\right); \qquad (37)$$

$$\sigma=\frac{p+c\ \operatorname{ctg}\ \varphi}{1+\sin\ \varphi\ \cos\ 2\beta}\cdot \qquad (38)$$

Din cercul lui Mohr reiese ca valori pentru eforturile pe planele limite zonei active respectiv pasive:

$$\sigma_n=\sigma\ \cos^2\ \varphi \text{ respectiv } \sigma_n=c\ \operatorname{ctg}\varphi\,(1+\sin\varphi). \qquad (39)$$

Din condiţiile de echilibru rezultă:

$$c.\ \cos\ \varphi\ (l+\sin\varphi)\frac{r_0^2}{2}e^{2\vartheta\ \operatorname{tg}\ \varphi}=\sigma\ \cos^2\varphi\ \frac{r_0^2}{2};$$

$$e^{2\vartheta\ \operatorname{tg}\ \varphi}=\frac{\sigma}{c}\sin\ \varphi\ \operatorname{tg}\ \left(45-\frac{\varphi}{2}\right);$$

$$\vartheta=\frac{\operatorname{ctg}\ \varphi}{2}\ln\frac{\sigma}{c}\ \sin\ \varphi\ \operatorname{tg}\ \left(45-\frac{\varphi}{2}\right). \qquad (39,a)$$

Insemnînd cu $n=\frac{p}{c}$ rezultă după înlocuire:

$$\vartheta=\frac{\operatorname{ctg}\varphi}{2}\,\frac{n+\operatorname{ctg}\varphi}{1+\sin\varphi\cos 2\beta}\sin\varphi\operatorname{tg}\left(45-\frac{\varphi}{2}\right) \qquad (40)$$

luînd pentru β valoarea absolută din (37):

$\alpha=\vartheta+\beta$ pentru δ pozitiv,

$\alpha=\vartheta-\beta$ pentru un δ negativ.

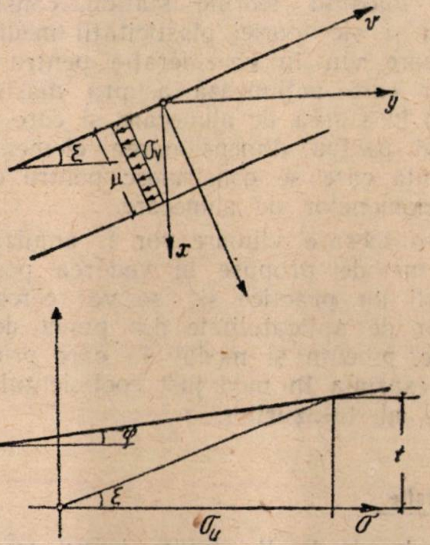


Fig. 7 a şi b. Taluz de întindere infinită după Rankine.

punînd $\alpha=\frac{\pi}{2}$, se obţin valorile limite pentru $n=\frac{p}{c}$, iar pentru o valoare sub această limită, valorile unghiurilor maxime de taluz.

Pentru cercetarea stării de echilibru a unei mase de pămînt înclinate, de întinderi mai mari, solicitată pe suprafaţa ei de forţe normale şi tangenţiale, se folosesc ipotezele lui Rankine (fig. 7 a şi b). Acest caz serveşte la determinarea eforturilor într-o masă întinsă, puţin înclinată, care este antrenată de masele suprapuse într-o mişcare de alunecare. Folosindu-se de simetrie faţă de axa v, se constată că σ_u, σ_v şi τ_{uv} sînt numai funcţii de u.

Ecuaţiile de echilibru ale unui prism elementar dau

$$\begin{aligned}&d\sigma_u=\gamma\cos\varepsilon\,du;\ \sigma_u=\gamma\,u\cos\varepsilon+p\\&d\tau_{uv}=-\gamma\sin\varepsilon\,du;\ \tau_{uv}=-\gamma\,u\sin\varepsilon-t \qquad (41)\\&t=(p+c\operatorname{ctg}\varphi)\operatorname{tg}\delta.\end{aligned}$$

Avînd deci punctul cu coordonatele σ şi τ date prin ecuaţiile (41) se poate construi cercul lui Mohr respectiv şi se obţin eforturile σ_v adică presiunile în direcţia tangenţială care acţionează asupra acestui masiv, deci presiunea care acţionează în sens tangenţial asupra unei mase înclinate.

Prin cercul lui Mohr se determină şi adîncimea la care se produce ruperea în masivul înclinat. Condiţia cu punctul A avînd coordonatele σ_u, τ_{uv} să fie situat pe dreapta intrinsecă se exprimă prin:

$$\begin{aligned}t&=\gamma u\sin\varepsilon(p+c\operatorname{ctg}\varphi)\operatorname{tg}\delta= \qquad (42)\\&=(\gamma\cdot u\cos\varepsilon+p+c\operatorname{ctg}\varphi)\operatorname{tg}\varphi\end{aligned}$$

sau transformat

$$\gamma u\sin(\varepsilon-\varphi)=\frac{p}{\cos\delta}\cdot\sin(\varphi-\delta)\left(1+\frac{c}{p}\cos\varphi\right)$$

$$u_{crt}=\frac{p}{\gamma}\,\frac{\sin(\varphi-\delta)}{\cos\delta\sin(\varepsilon-\varphi)}\left(1+\frac{c}{p}\cos\varphi\right).$$

Cum se vede, u_{crt} are numai atunci o valoare reală, dacă $\varepsilon>\varphi$. In acest caz, masivul începe să alunece exercitînd asupra oricărui plan paralel cu axa u o presiune egală cu:

$$p=\int_0^u\sigma_v\,du.$$

IV. Calculul după teoria corpului ideal plastic.

Privind profilul geologic al falezei de la Constanţa se vede că stratul alunecător este format de diferite argile cu sensibilitate mare la înmuiere şi cu structura glomerulară avînd în total o grosime de cca 14—16 m, aşezate între două strate care pot fi considerate nedeformabile.

In aceste condiţii se pune problema dacă nu se pot aplica teoremele din teoria plasticităţii, care se referă la o masă plastică presată între două plăci paralele rigide şi rugoase. Luînd însemnările din fig. 8 rezultă după soluţia dată de Prandtl, la o depărtare suficientă de la marginea liberă, următoarele expresii pentru eforturile:

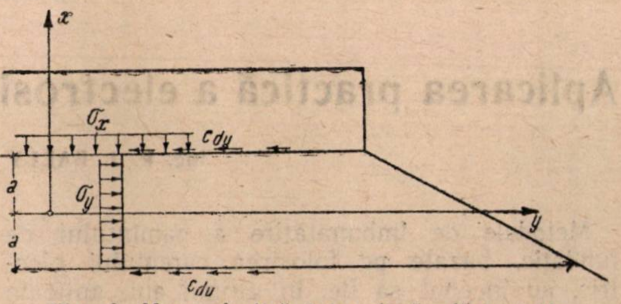


Fig. 8. Masa plastică între două plăci rigide.

$$\sigma x=C_1+\frac{c}{a}$$

$$\sigma y=C_1+\frac{c}{a}-2c\sqrt{1-\frac{x^2}{a^2}}; \qquad (43)$$

$$\tau=\pm\frac{c}{a}x.$$

Pentru a găsi constanta de integrare C_1, se stabilesc ecuaţile de echilibru dinamic la o secţiune verticală care se găseşte la distanţa y de la margine.

Rezultanta tuturor eforturilor orizontale pe această secțiune se exprimă prin

$$\int_{-a}^{+a} \sigma_y \, \mathrm{d}x,$$

care trebuie să fie echilibrat de forțele de frecare la cele două margini la distanța ± a. Deci,

$$\int_{-a}^{+a} \left(C_1 + \frac{c}{a} y - 2\, c \sqrt{1 - \frac{x^2}{a^2}} \right) \mathrm{d}x = 2\ cy\,; \qquad (44)$$

după calcularea integralelor rezultă:

$$C_1 = \frac{\pi}{2} c = 1{,}57\ c\,;$$

$$\sigma_x = c\left(1{,}57 + \frac{y}{a}\right);$$

$$\sigma_y = c\ \left(1{,}57 + \frac{y}{a} - 2\ c\sqrt{1 - \frac{x^2}{a^2}}\right); \qquad (45)$$

$$\sigma = \frac{c}{a} \cdot x.$$

Aplicînd aceste ecuații la marginea superioară, unde $\sigma_x = p$, adică greutatea stratelor superioare, se poate afla lungimea y, adică distanța de la marginea liberă în care sub greutatea stratelor suprapuse, masa plastică începe să curgă plastic; punînd deci: $\sigma_x = \gamma\, h$, deci, în cazul falezei cca 1,7 × 8,00 = 13,6 tf/m²,

$$\frac{13{,}6}{2{,}6} = 1{,}57 + \frac{y}{a}; \quad y = 4{,}43a\ \cdot$$

Adică, luînd $a = 14$ m, pînă la o distanță de 60 m stratele de argilă plastică se vor găsi în stare de curgere, presiunea pe planele verticale fiind repartizată parabolic după ecuația (45) avînd ca valoare totală $P = 2\,c\,y$.

S-a expus mai sus principalele metode de calcul folosind teoriile staticii construcțiilor precum și ale teoriei plasticității mediilor dispuse care vin în considerație pentru calculul forțelor care acționează asupra masivelor de pămînt în starea de alunecare și care urmează a servi pentru dimensionarea elementelor de rezistență care se construiesc pentru combaterea fenomenelor de alunecare.

Într-o lucrare viitoare vor fi analizate diferitele metode propuse în vederea posibilității aplicării lor practice și se vor cerceta limitele lor de aplicabilitate din punct de vedere teoretic, precum și modul în care prin ele se poate exprima în mod just coeficientul de stabilitate al taluzurilor.

Bibliografie

[1] *Socolovscki V. V.:* Statica cîpucei spredî, Moscova, 1954.
[2] *Leohnițki B. E.:* Portobie sorujenie, Moscova, 1953.
[3] Proceedings of the European Conference on the stability of earth slopes. Geotechnique, V, 1, Stockholm, 1954.

Aplicarea practică a electrosilicatării nisipurilor fine acvifere

Ing. R. J. BALLY și Ing. I. ANTONESCU

CZ: 624.138:624.131.213

Metodele de îmbunătățire a pămîntului de fundație, bazate pe folosirea curentului electric, au început să fie, în ultimii ani, aplicate pe scară tot mai largă. Printre acestea, electrosilicatarea ocupă un loc important.

Într-o lucrare anterioară [1] s-a arătat că electrosilicatarea constă în introducerea pe cale electrică în pămînt a unor substanțe chimice — în particular silicatul de sodiu și clorura de calciu — cu scopul de a ameliora caracteristicile fizico-mecanice ale materialului, în special prin micșorarea coeficientului de permeabilitate și prin sporirea rezistenței la zdrobire.

Studiul acestei metode a fost început în cadrul Institutului de mecanică aplicată, în anul 1953, prin încercări de laborator [2]. In anii următori, în colaborare cu un colectiv al Institutului de cercetări miniere, s-au executat experimentări pe modele mari, iar în primăvara anului 1956 s-a trecut la aplicarea experimentală a metodei, la scară naturală, într-o galerie a unei mine de lignit. Trecerea la această fază a cercetărilor a fost posibilă pe baza cunoașterii datelor obținute din experiențele pe modele, la care s-a căutat să se realizeze condiții cît mai apropiate de cele naturale. Cu această ocazie s-a stabilit, între altele, că materialul tratat are o permeabilitate mult mai redusă decît înainte de tratare (coeficientul de permeabilitate scăzînd de la 10^{-4} cm/s la mai puțin de 10^{-6} cm/s), că el nu se mai desface în apă și că, prin tratare, rezistența la zdrobire pe probe mici ajunge pînă la valori de ordinul a 4 kgf/cm².

Verificarea eficacității metodei și precizarea metodicii de execuție nu s-au putut face însă decît prin executarea unei aplicații directe pe teren, în condiții de exploatare.

Pentru această primă încercare a fost aleasă o galerie transversală din mina de lignit Palanga-Sud.

In bazinul Filipeştii de Pădure, din care face parte această mină, formaţiunea productivă, purtătoare de lignit, este Dacianul, care are aici o grosime de circa 400 m, din care complexul de cărbune ocupă 100—120 m, în jumătatea inferioară. El este exploatat pe flancurile unui anticlinal cu direcţia est-vest. Datorită condiţiilor uniforme de sedimentare, atît aşezarea stratelor, cît şi natura materialelor depuse, sînt foarte variate. La Filipeşti sînt în total 9 strate de cărbune, fiecare avînd unul sau mai multe orizonturi. Cărbunele este intercalat cu strate de argilă vînătă, compactă, puţin nisipoasă, de consistenţă ridicată. S-a constatat că în mina Palanga, materialul periculos pentru lucrările de înaintare, şi anume borchişul, este cuprins în general între stratele *IVc* şi *V* (numerotarea stratelor făcîndu-se de jos în sus).

Formaţiunea denumită „borchiş" este alcătuită dintr-un nisip fin, cu un conţinut de particule din fracţiunile praf şi argilă de aproximativ 15%. In compoziţia granulometrică predomină particulele cu dimensiuni între 0,15 şi 0,02 mm. Coeficientul de permeabilitate, într-o stare de îndesare medie, este de $3—4 \times 10^{-4}$ cm/s. Din punct de vedere mineralogic, cuarţul predomină cu 78—82%, urmat de mica albă cu 8—9%, restul fiind mică neagră, calcit, granaţi, feldspaţi şi fragmente mici de cărbune.

Dacă este drenat, compact şi are o umiditate redusă, materialul descris nu produce dificultăţi şi nu este calificat drept „borchiş". Dacă însă stratul este îmbibat cu apă sub presiune, materialul este adus într-o stare critică de curgere, este lipsit complet de consistenţă şi exercită presiuni foarte mari asupra galeriilor miniere. Cînd stratul este deschis, borchişul năvăleşte în galerii sub formă de lichid vîscos, asemănător unei lave, şi nu poate fi stăvilit prin mijloacele obişnuite de înaintare. Fenomenul de curgere se manifestă din momentul în care asupra masei de nisip intervine o acţiune dinamică sau se creează o posibilitate de relaxare cît de mică, fapt care are loc atunci cînd lucrarea minieră se apropie de stratul respectiv, prin cedarea stratelor despărţitoare. Creşterea împingerilor este favorizată şi de dispariţia efectului de boltă.

In mina Palanga, galeriile de transport, printre care se numără şi cea în care s-a efectuat electrosilicatarea, sînt orizontale. O secţiune geologică sumară a zonei respective este arătată în fig. 1.

Se vede că galeria, avînd direcţia nord-sud, a interceptat culcuşul stratului *IV c* de cărbune, deasupra căruia se găsea borchiş, sub un unghi de aproximativ 15^0 faţă de orizontală. Din această cauză, cu toate că grosimea stratului de borchiş se presupune a nu fi mai mare decît 2—3 m, zona de străbatere cu galeria depăşeşte 10 m. De o parte şi de alta a stratelor de cărbune şi borchiş se găseşte marnă vînătă, tare, compactă.

Secţiunea de săpare a galeriei, de formă circulară, este de 7 m^2. Ea e căptuşită cu beton turnat pe loc, în aşa fel încît diametrul liber interior rămîne de 2,40 m (secţiunea 4,52 m^2). Galeria, în curs de săpare, ajunsese în primăvara anului 1954 în vecinătatea zonei de borchiş, a cărui situaţie nu era îndeajuns de bine cunoscută. La un moment dat, cînd frontul de săpare se găsea în marnă, la o distanţă de circa 70 m de capătul porţiunii betonate, la partea superioară a galeriei au apărut infiltraţii şi apoi scurgeri de apă. Pentru cercetarea mai amănunţită a materialului de deasupra şi pentru a se asigura evacuarea apei, s-au forat, în acoperişul galeriei, două găuri de probă, cu diametrul de 2", care, după circa 2 m, au ajuns în borchiş. In această situaţie, materialul a refulat prin găuri, le-a lărgit, nu a mai putut fi stăvilit şi a invadat galeria pe o lungime de peste 10 m. Ulterior, galeria a fost betonată pe circa 64 m, înlocuindu-se armăturile poligonale de lemn, în cîmpuri, existente pînă atunci, şi cu această ocazie s-a mers şi cîţiva metri prin borchişul refulat, pînă în punctul în care înaintarea a devenit imposibilă. Atunci s-a construit un dig de lemn, la circa 0,70 m de capătul porţiunii betonate, deci cu aproximativ 6 m înapoi faţă de punctul cel mai avansat la care se ajunsese înaintea erupţiei borchişului. Lucrările au fost întrerupte.

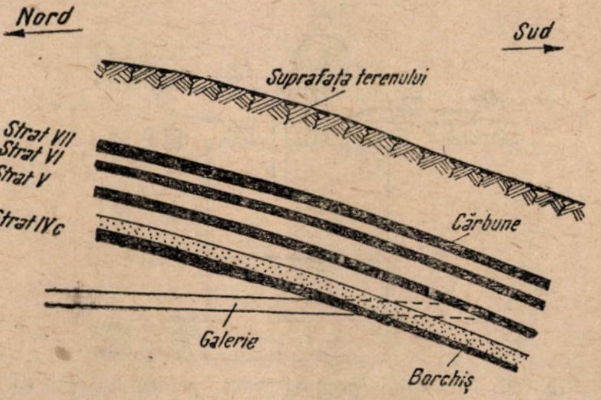


Fig. 1. Schiţa stratificaţiei terenului în zona galeriei experimentale.

In primăvara anului 1956, un colectiv al Institutului de cercetări miniere a trecut la aplicarea electrosilicatării în galerie, reluînd operaţiile de înaintare. Aceste lucrări încadrîndu-se în faza de aplicare în producţie a metodei, Colectivul de geotehnică al Institutului de mecanică aplicată a participat la ele în calitate de consultant.

In ceea ce priveşte utilajul folosit, a trebuit să se ţină seamă de anumite particularităţi legate de condiţiile aplicării metodei în galeria de mină.

Instalaţia electrică trebuia executată în aşa fel, încît să poată fi realizată cu uşurinţă de către unităţile de exploatare, cu utilizarea unor aparate şi materiale simple şi uşor de găsit. Ca sursă de curent continuu s-a adoptat un convertizor de sudură de tip A.M.—250, capabil să furnizeze curent pînă la 250 A sub o tensiune de 30—70 V, şi prevăzut cu reostate de reglaj care să poată reduce tensiunea. Reducerea este necesară, deoarece prin pătrunderea soluţiilor chimice în pămînt, rezistivitatea acestuia scade simţitor, făcînd ca intensitatea curentului, în cazul menţinerii tensiunii constante, să crească mult peste limita admisă. Această limită a fost fixată pe considerentul ca densitatea de curent să nu depăşească valoarea de 20—30 A pe 1 m^2 de electrod, spre a se evita încălzirea excesivă a pămîntului şi dezvoltarea altor fenomene secundare care dăunează operaţiei de electrosilicatare. În circuitul fiecărui electrod s-a prevăzut cîte o rezistenţă variabilă pentru reglarea curentului, un întreruptor-heblu, precum şi o siguranţă de protecţie.

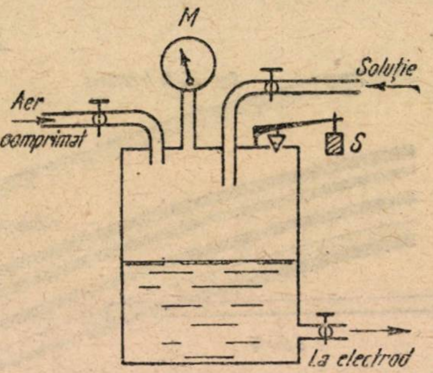


Fig. 2. Principiul pompei-prese pentru injectarea soluţiilor.

Atît experienţele executate în laborator, cît şi cele din bazinele experimentale, au scos în evidenţă anumite dificultăţi în aplicarea metodei, printre care durata de execuţie prea mare şi penetrarea destul de greoaie a soluţiilor în pămînt exclusiv prin curent electric. S-a constatat, în acelaşi timp, însă, că aceste dificultăţi sînt în bună parte înlăturate prin asocierea acţiunii curentului cu aplicarea unei presiuni de injectare a lichidelor în pămînt, procedeu care accelerează şi intensifică procesul de consolidare. Această constatare, precum şi condiţiile speciale de aşezare a electrozilor (înclinaţi sau orizontali) a făcut necesară introducerea soluţiilor cu o oarecare presiune.

Utilizarea presiunii de injectare la pămînturile fine cu coeficienţi de permeabilitate relativ reduşi ridică problema unui utilaj adecvat. În astfel de materiale, debitul ce se poate realiza cu presiuni joase este mic. Pe de altă parte, ridicarea presiunii nu este posibilă, deoarece soluţiile ar scăpa pe lîngă electrozii de injecţie sau ar provoca fisurări în pămînt şi infiltrarea necontrolabilă a soluţiilor. De aceea, pompele obişnuite de injecţie, capabile fie de debite, fie de presiuni mari, nu păreau indicate pentru scopul urmărit. Ca urmare, colectivul I.M.A. a propus un sistem simplu de pompă-presă, care să permită presarea soluţiilor în pămînt, cu presiuni şi debite mici. În principiu, dispozitivul constă dintr-un rezervor legat cu electrozii de injecţie şi umplut cu lichidul care trebuie introdus în pămînt; în rezervor se menţine, cu ajutorul unui compresor şi al unui ventil de reglaj, presiunea necesară de aer (fig. 2).

Pe baza acestei propuneri, colectivul Institutului de cercetări miniere a proiectat şi realizat o pompă-presă prevăzută cu 18 rezervoare, care a fost utilizată cu rezultate pozitive (fig. 3). Construirea unui astfel de utilaj nu este complicată şi se poate efectua în orice atelier de întreţinere al unei mine.

Pentru electrosilicatare în galeria minei Palanga, utilajul a fost aşezat pe vagonete, formînd un tren alcătuit din pompa-presă, masa de comandă electrică şi sursa de curent continuu, compresorul cu rezervorul de aer comprimat, precum şi din recipiente pentru soluţii şi apă de spălare.

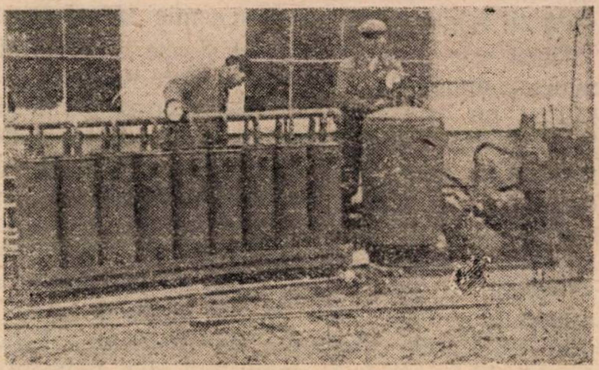


Fig. 3. Pompa-presă pentru injectarea soluţiilor.

Lucrarea a început cu înfigerea prin digul de lemn a 36 de electrozi din tuburi de oţel de 1½" şi 2", alcătuiţi din cîte trei tronsoane de un metru lungime, îmbinate prin filetare la capete. Primul sau primele două tronsoane au fost perforate, pentru a permite pătrunderea soluţiilor. La vîrf electrozii au fost prevăzuţi cu o piesă conică metalică. Majoritatea electrozilor au fost înfipţi orizontal; cîtorva, din partea superioară a frontului, li s-a dat o înclinare de jos în sus, spre a intercepta masa de borchiş de deasupra.

O dificultate importantă, atît la înfigerea electrozilor, cît şi la realizarea electrosilicatării, a constituit-o faptul că în spatele digului se găsea un material foarte neomogen, borchişul fiind amestecat atît cu bucăţi de marnă provenite din prăbuşirea straturilor de deasupra în momentul erupţiei de borchiş, cît şi cu fragmente din elementele de sprijinire montate în galeria invadată ulterior de borchiş.

Infigerea electrozilor în front s-a făcut cu ajutorul unor vinciuri manuale, sprijinite în căptuşala de beton a galeriei. La capătul rămas afară, electrozii au fost prevăzuţi cu brăţări metalice la care s-au legat conductoarele electrice (fig. 4). Din cei 36 de electrozi, 18 au funcţionat drept anozi, iar restul, drept catozi.

Soluţiile au fost introduse prin anozi. In acest scop, la capătul fiecărui anod s-a racordat cîte un furtun, care conducea lichidele de la pompa-presă către electrozi. In fig. 5 este arătat un aspect al frontului galeriei în timpul tratării. Se pot vedea capetele electrozilor ieşind prin digul de lemn, conductoarele electrice legate la fiecare electrod, precum şi furtunurile de la anozi.

Potrivit concluziilor obţinute pe baza experienţelor din laborator şi pe modele mari, tratarea cu soluţii şi curent s-a făcut în patru etape. In prima etapă, s-a introdus o parte din silicatul de sodiu, prin anozi, iar în a doua etapă, o parte din clorura de calciu. După aceasta, s-a inversat sensul curentului, şi în ultimele două etape s-a introdus restul soluţiilor de silicat, respectiv clorură, prin catozii iniţiali, deveniţi anozi.

Cu privire la tratarea cu curent, e de remarcat că, din cauza neomogenităţii materialului, precum şi a distanţelor inegale dintre electrozi, intensitatea curentului a diferit foarte mult, de la un electrod la altul, iar utilajul folosit nu a permis reglarea tensiunii în aşa măsură, încît să se ajungă la intensităţi egale pentru toţi electrozii.

Soluţiile utilizate au fost :

— silicat de sodiu lichid tip A-STAS 2902-51, diluat cu apă pînă la densitatea de 20°Bé;

— clorură de calciu tehnică — STAS 2079-54, în soluţie apoasă cu densitatea de 10°Bé.

In ceea ce priveşte aplicarea presiunii, rezultatele cele mai bune s-ar fi obţinut dacă s-ar fi putut păstra la fiecare electrod, în mod permanent, o presiune cît mai mare, care însă să nu depăşească valoarea corespunzătoare fisurării sau străpungerii materialului. Valoarea presiunii optime, astfel definită, putea fi determinată prin încercări pentru fiecare electrod în parte. Deoarece însă instalaţia existentă nu permitea păstrarea îndelungată, constantă, a presiunii, şi mai ales a presiunilor diferite, în funcţie de electrozi, s-a procedat în felul următor : la intervale de două ore, s-a mărit progresiv presiunea de injectare pe rînd, la fiecare electrod, pînă cînd debitul de pătrundere a soluţiei a început să crească brusc. In acest moment, prin închiderea robinetului de acces al aerului comprimat, rezervorul aferent electrodului respectiv a fost izolat şi presiunea a scăzut apoi, lent, pe măsura intrării soluţiei în pămînt, pînă la o nouă repetare a operaţiei descrise. Deşi prin acest procedeu nu s-a putut menţine o presiune constantă, rezultatele au fost favorabile, deoarece condiţiile de menţinere permanentă a tuburilor-electrozi pline şi de accelerare a pătrunderii soluţiilor au fost în general respectate.

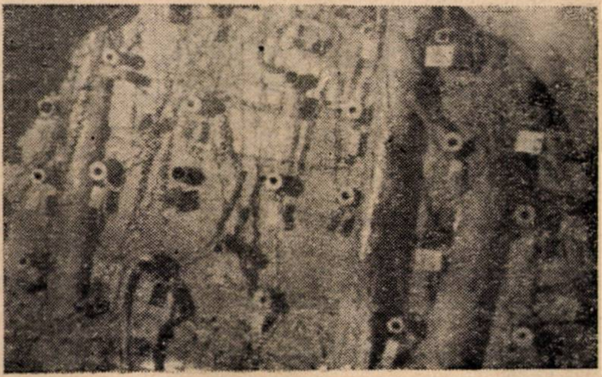


Fig. 4. Vedere a frontului de lucru cu legăturile electrice la electrozi.

După terminarea fiecărei etape de tratare, înainte de introducerea unei soluţii noi în electrozi, întreaga instalaţie a fost spălată cu apă, spre a se preveni colmatarea orificiilor şi a conductelor cu precipitatul rezultat din combinarea soluţiilor. La sfîrşitul celor patru etape, curentul electric a fost lăsat să treacă prin masivul tratat încă 2—3 zile, fără soluţie, în vederea intensificării efectului de consolidare a materialului.

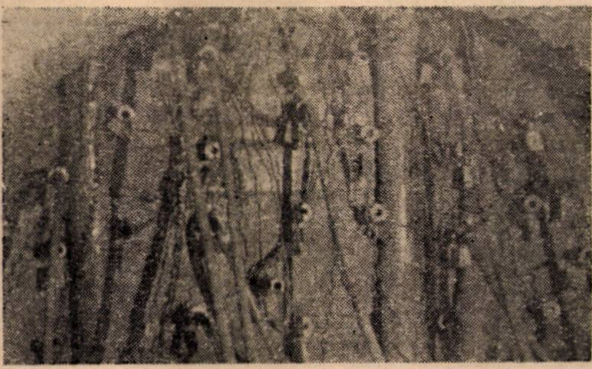


Fig. 5. Vedere a frontului de lucru în timpul tratării, cu furtunurile pentru injectarea soluţiilor.

Desfacerea frontului galeriei, după terminarea electrosilicatării, s-a efectuat cu multă precauţie. Operaţiile de înaintare s-au reluat pe un front redus, şi anume o galerie dreptunghiulară cu secţiunea de 1,50×1,80 m. La deschiderea digului s-a constatat însă că borchișul se întărise în foarte bune condiții, în așa fel încît pentru săpare a fost necesar să se întrebuințeze piconul; frontul de borchiș s-a menținut nesprijinit pe aproape toată suprafața sa. În anumite locuri au mai apărut mici scurgeri de apă cu material în suspensie, scurgeri care au putut fi stăvilite repede și fără dificultăți. În afară de borchiș, în spatele digului au mai apărut și bucăți de marnă, provenite din stratul prăbușit din acoperișul galeriei săpate inițial. Trecerea curentului electric provocase scăderea umidității și îndesarea marnei, fapt care a constituit un element favorabil pentru comportarea ei, asigurîndu-i o anumită rezistență la presiunea stratelor de deasupra, pînă la montarea elementelor de sprijin.

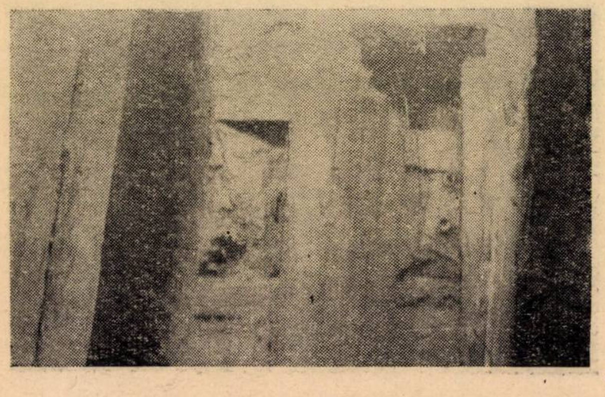


Fig. 6. Desfacerea galeriei de profil redus.

Galeria de profil redus a fost executată pe o lungime de 2 m, în cursul a 5 schimburi de mineri, deci în mai puțin de două zile (fig. 6). Apoi s-a trecut la lărgirea galeriei pînă la profilul normal și la betonarea ei, operații care au fost terminate în decurs de 15 zile.

Tratarea electrică a borchișului s-a făcut pe tronsoane, în funcție de lungimea electrozilor introduși în front. Datele de mai sus se referă la primul tronson, în lungime de 2 m, tratat în lunile martie—mai 1956. Din cauza întreruperilor de curent și a altor deficiențe legate de lipsa de utilaj, aparate de măsurat, materiale și experiență de lucru, tratarea primului tronson a durat aproximativ două luni, timp în care se cuprind și săparea și betonarea galeriei. Al doilea tronson, pe încă 2 m, a durat ceva mai puțin, mai cu seamă datorită faptului că, așa cum s-a constatat la primul, executarea galeriei de secțiune redusă n-a mai fost găsită necesară și s-a trecut direct la săparea în galerie normală. Ulterior au mai fost tratate încă două tronsoane, cu rezultate la fel de bune. Se consideră că, dacă desfășurarea lucrărilor este normală și organizarea tehnică este bine pusă la punct, tratarea unui tronson de 2 m, inclusiv excavarea și betonarea, durează circa o lună. Economia de timp și forță de muncă obținută prin aplicarea metodei de electrosilicatare poate fi pusă în evidență prin comparația cu o galerie similară, în borchiș de la aceeași mină, la care, utilizîndu-se mijloace obișnuite de înaintare, nu s-a reușit să se excaveze decît un metru liniar în timp de 8 luni.

Consolidarea materialului prin electrosilicatare a fost apreciată prin încercări de laborator, executate pe probe medii de borchiș, scoase din masivul întărit. Rezultatele obținute la primul tronson sînt următoarele:

— coeficientul de permeabilitate $k = 1{,}45 \times 10^{-6}$ cm/s (de peste 100 de ori mai mic decît al materialului netratat);

— rezistența medie la zdrobire: 2,0 kgf/cm^2;

— rezistența la tăiere: 2,63 kgf/cm^2.

In fig. 7 este arătată o probă de material întărit, lungă de circa 40 cm, scoasă din masivul întărit din mină.

Este de menționat că și în acest caz, ca și în lucrările de laborator și în bazine experimentale, s-a constatat o întărire neuniformă: formarea unei rețele de material întărit în care apăreau incluse cuiburi de material neîntărit. Totuși, efectul de consolidare a fost suficient spre a opri fenomenul de curgere a borchișului și a permite înaintarea într-un material relativ rezistent; principala dificultate întîlnită la străbaterea stratelor de borchiș a fost deci înlăturată.

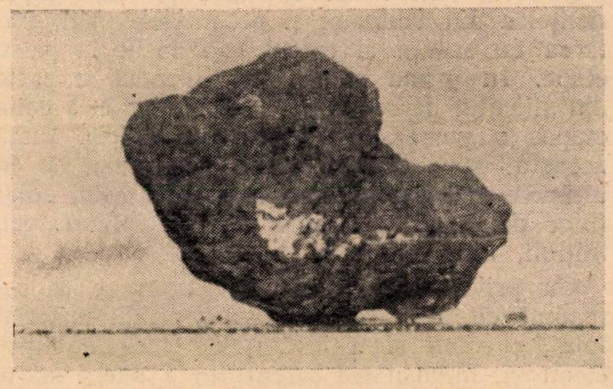


Fig. 7. Probă de borchiș întărit.

Electrosilicatarea a acționat și asupra modului de scurgere a apei din borchiș. Inainte de înfigerea electrozilor și de începerea tratării electrice, apa venea pe toată suprafața frontului; ulterior, scurgerile s-au localizat pe cele două laturi ale galeriei. Debitul apei a rămas însă constant (circa 2 l/min) în tot timpul lucrărilor, ceea ce arată că tratarea nu a produs închiderea apei.

În ceea ce privește consumul de soluții, înregistrările făcute în timpul tratării primului tronson au arătat că s-a introdus o cantitate totală de aprox. 5 100 l soluție de silicat de sodiu și 2 900 l soluție de clorură de calciu.

Presupunînd că masivul întărit a avut un volum de 15 m^3, rezultă un consum specific de circa 340 l/m^3 (silicat) și 190 l/m^3 (clorură). Aceste valori (în special cea referitoare la silicat) sînt evident foarte mari; trebuie să se țină seamă însă de faptul că, fiind prima încercare de acest fel, tehnica introducerii soluțiilor n-a fost bine pusă la punct și deseori cantități apreciabile de lichid s-au scurs înapoi, pe lîngă electrozi sau prin fisuri, iar în masiv a pătruns efectiv numai o parte din soluție. Acest lucru reiese și din înregistrările de la cel de-al doilea tronson, la care consumul de silicat a fost simțitor redus (3 560 l, sau circa 240 l/m^3), iar cel de clorură a rămas aproximativ același (3 180 l, sau circa 210 l/m^3). Dacă socotim porozitatea materialului egală cu 42%, consumul de silicat reprezintă 0,57, iar cel de clorură 0,50 din volumul porilor.

Aprecierea consumului de energie electrică este mai dificilă, datorită atît căderilor de tensiune care au loc la contactul electrod/pămînt, cît și faptului că aparatele de măsurat folosite au fost necorespunzătoare. Presupunînd o tensiune medie de 40 V și o intensitate totală medie de 50 A, rezultă pentru primul tronson un consum specific de aproximativ 64 kWh/m^3, iar pentru al doilea tronson, de aproximativ 60 kWh/m^3 de material tratat. Aceste date se apropie de cele indicate în literatură.

În general, rezultatele obținute se aseamănă cu cele arătate de R. Cebertowicz [3], F. Vigh [4] și P. Simon [5], referitoare la lucrări similare executate în Polonia și Ungaria.

În concluzie, se poate afirma că aplicarea metodei de consolidare a borchișurilor prin electrosilicatare prezintă avantaje considerabile. În afară de viteza de înaintare mult sporită, metoda nu reclamă nici materiale costisitoare, nici utilaj complicat. Atît silicatul de sodiu cît și clorura de calciu se găsesc în cantități mari și au un preț redus. În afară de lucrările obișnuite de excavare, aplicarea metodei nu necesită manoperă grea și nici muncitori de înaltă calificare. Un tehnician minier poate fi ușor instruit în executarea lucrărilor, ca șef de schimb, conducerea generală a aplicării metodei trebuind însă a fi încredințată unui inginer. Modul de aplicare a metodei înlătură, de asemenea, în mare măsură, primejdiile legate de năvălirea și erupția materialului în galerii, asigurînd astfel securitatea muncitorilor. Pericolul de accidente prin electrocutare este foarte scăzut, întrucît se lucrează cu tensiuni de ordinul a numai 50 V; echipamentul obișnuit de protecție (cizme și, eventual, mănuși de cauciuc) este întru totul suficient, chiar în condițiile de umiditate ridicată, cum sînt cele din galeriile de mină.

Utilajul folosit la primele tronsoane electrosilicatate s-a comportat în mod satisfăcător. In urma lucrărilor executate, au ieșit la iveală anumite deficiențe de amănunt (ca, de exemplu, griparea robinetelor, înfundarea sticlelor de nivel, reglarea greoaie a presiunii, reglarea intensității electrice), care vor fi remediate prin executarea unui nou utilaj, proiectat de colectivul de specialitate al Institutului de cercetări miniere.

Pe baza experienței căpătate pînă în prezent, Colectivul de geotehnică al Institutului de mecanică aplicată a întocmit un instructaj provizoriu asupra aplicării electrosilicatării la consolidarea nisipurilor fine acvifere, instructaj care va fi îmbunătățit și completat pe măsura executării de noi lucrări similare.

Deoarece s-a constatat că electrosilicatarea are efecte mai bune în materialele omogene, este de dorit ca pe viitor metoda să se aplice încă înainte ca stratul de borchiș să fi fost deschis. In acest fel rezultatele vor fi îmbunătățite și, pe lîngă aceasta, se vor evita erupțiile de borchiș și prăbușirile de material în fața frontului care trebuie excavat.

Bibliografie

[1] *Bally R. I.* și *Antonescu I.*: Contribuții la problema electrosilicatării pămînturilor. Studii și cercetări de mecanică aplicată, tomul VII, nr. 4/1956.

[2] *Bally R. I., Antonescu I.* și *Marcovici M.*: Incercări de laborator asupra electrosilicatării pămînturilor, Industria costrucțiilor și a materialelor de construcții, nr. 2/1954.

[3] *Cebertowicz R.* și *Chrusciel J.*: Elektrokinetische Baugrundverfestigungs- und Abdichtungsverfahren, Gdansk, 1954. Lucrare tradusă la Institutul de mecanică aplicată, 1955.

[4] *Vigh F.*: Electroosmoza și aplicarea ei în lucrările miniere (în limba ungară). Lucrare tradusă la Institutul de mecanică aplicată, 1953.

[5] *Simon P.*: Incercări de consolidare a mineralelor pe cale electrotehnică, în minele de la Hidas (în limba ungară) Banyaszati Lapok, nr. 12/1952.

Consideraţii asupra eforturilor în conducte autoportante subţiri încastrate la capete

Ing. A. FILOTTI

CZ: 532.542

Într-un articol precedent [1] ne-am ocupat de conductele autoportante subţiri simplu rezemate la capete. Adesea, însă, la capetele conductei se realizează o încastrare, ceea ce impune alte condiţii la limită şi, în consecinţă, alte relaţii de calcul. In cele de mai jos ne vom ocupa de acest caz al conductelor autoportante.

Notaţiile utilizate sînt:

$n_x = \sigma_x \delta$; $n_\varphi = \sigma_\varphi \delta$; $n_{x\varphi} = \tau_{x\varphi} \delta$;

X, u — forţa, respectiv deplasarea pe direcţia generatoarei;

Y, v — forţa, respectiv deplasarea pe direcţia tangentei;

Z, w — forţa, respectiv deplasarea pe direcţia razei.

Se fac următoarele convenţii de semn:

n_x şi n_φ sînt pozitive cînd reprezintă tensiuni;

X şi Y sînt pozitive cînd sensul lor este în sensul crescător al lui x, respectiv φ

Z este pozitiv cînd este îndreptat spre interiorul conductei.

Se notează cu indicele o eforturile şi deformaţiile datorite ipotezei de membrană, iar cu indicele l — eforturile şi deformaţiile suplimentare datorite introducerii condiţiilor marginale.

Pentru a nu reveni asupra demonstraţiei formulelor se vor lua ca punct de plecare pentru calculul eforturilor şi al deformaţiilor din ipoteza de membrană relaţiile (6), respectiv (13), din articolul sus-menţionat, şi anume:

$$n_{\varphi_0} = -Z_n\, r \cos n\varphi;$$

$$n_{x_0} = \left\{\frac{n}{r}\left[(Y_n + n Z_n)\frac{x^2}{2} - A_1\right] + A_2\right\}\cos n\varphi; \quad (1)$$

$$n_{x\varphi_0} = -\left[(Y_n + nZ_n)\, x - A_1\right] \sin n\varphi;$$

$$u_o = \frac{1}{D}\left\{\frac{n}{r}\left[(Y_n + n Z_n)\frac{x^3}{6} - A_1\frac{x^2}{2}\right] + A_2 x + A_3\right\}\cos n\varphi;$$

$$v_o = \left\{(Y_n + n Z_n)\left[\frac{nx^4}{24 r^2 D} - \frac{x^2}{D}\right] - A_1\left[\frac{n^2 x^3}{6 r^2 D} - \frac{2x}{D}\right] + \frac{1}{rD}\left[\frac{nx^2}{2}A_2 + nxA_3 + A_4\right]\right\}\sin n\varphi; \quad (2)$$

$$w_o = -\left\{\frac{r^2 Z_n}{D} + n(Y_n + nZ_n)\left[\frac{n^2 x^4}{24 r^2 D} - \frac{x^2}{D}\right] - A_1 n\left[\frac{n^2 x^3}{6 r^2 D} - \frac{2x}{D}\right] + \frac{n}{rD}\left[\frac{nx^2}{2}A_2 + nxA_3 + A_4\right]\right\}\cos n\varphi.$$

In cazurile considerate $n = 1$.

Pentru condiţiile de rezemare se vor introduce condiţiile (46) şi (47) din articolul menţionat, şi anume:

$$n_{x_1} = Dkr\frac{d^2W}{dx^2}\cos\varphi;$$

$$n_{\varphi_1} = -Dk\left[r^3\frac{d^4W}{dx^4} - 2r\frac{d^2W}{dx^2}\right]\cos\varphi,$$

$$n_{x\varphi_1} = Dk\left[\frac{dW}{dx} - r^2\frac{d^3W}{dx^3}\right]\sin\varphi;$$

$$n_{\varphi x_1} = Dk\left[-\frac{dW}{dx} - r^2\frac{d^3W}{dx^3}\right]\sin\varphi; \quad (3)$$

$$m_{x_1} = Dkr\frac{d^2W}{dx^2}\cos\varphi;$$

$$m_{\varphi_1} = 0;$$

$$m_{x\varphi_1} = m_{\varphi x_1} = -Dkr\frac{dW}{dx}\sin\varphi;$$

$$q_{x_1} = Dk\left[r^2\frac{d^3W}{dx^3} - \frac{dW}{dx}\right]\cos\varphi;$$

$$q_{\varphi_1} = -Dkr\frac{d^3W}{dx^3}\sin\varphi$$

şi

$$u_1 = 2kr\frac{dW}{dx}\cos\varphi;$$

$$v_1 = k\left[-2r^2\frac{d^2W}{dx^2} + 3W\right]\sin\varphi; \quad (4)$$

$$w_1 = W\cos\varphi.$$

Pentru simplificarea expresiilor s-au notat:

$$W = e^{-\alpha x}\left[C_1\cos\beta x + C_2\sin\beta x\right]; \quad (5)$$

$$\alpha = \frac{1}{r}\sqrt{\frac{1}{2}\sqrt{3+\frac{1}{k}}+1};$$

$$\beta = \frac{1}{r}\sqrt{\frac{1}{2}\sqrt{3+\frac{1}{k}}-1}; \quad (6)$$

$$D = \frac{E\delta}{1-\mu^2}; \quad (7)$$

$$K = \frac{E\delta^2}{12(1-\mu^2)}; \quad (8)$$

$$k = \frac{K}{Dr^2} = \frac{\delta^2}{12 r^2}. \quad (9)$$

Condițiile la limită care vor fi impuse pentru cazul încastrării sînt :

$$\text{pentru } x=0 \text{ și } x=l \qquad u=v=w=\frac{\partial w}{\partial x}=0\,;$$

$$\text{pentru } x=\frac{l}{2} \qquad n_{x\varphi_0}=0 \qquad u_0=0. \tag{10}$$

1. Calculul conductei încastrate la încărcare din greutate proprie

Fie g încărcarea pe unitatea de suprafață a conductei. Componentele vor fi :

$$\begin{aligned} X&=0,\\ Y&=g \sin\varphi,\\ Z&=g\cos\varphi. \end{aligned} \tag{11}$$

Din condițiile (10), în care s-au introdus :

$$u=u_0+u_1=0\,; \qquad w=w_0+w_1=0\,;$$

$$v=v_0+v_1=0; \ \frac{\partial w}{\partial x}=\frac{\partial w_0}{\partial x}+\frac{\partial w_1}{\partial x}=0\,; \tag{12}$$

rezultă valorile constantelor :

$$\begin{aligned} C_1&=\frac{gr^2}{D}\,\frac{1-\dfrac{8\alpha kl}{2k+1}}{1+k\,[3+2r^2(\alpha^2+\beta^2)]}\,;\\ C_2&=\frac{\alpha}{\beta}\,C_1+\frac{2\,gl}{D\,\beta\,(2k+1)}\,;\\ A_1&=gl\,;\\ A_2&=\frac{gl^2}{6r}+\frac{8\,k\,gr}{2k+1}\,;\\ A_3&=-\frac{4\,kgrl}{2k+1}\,;\\ A_4&=DrC_1+gr^3. \end{aligned} \tag{13}$$

2. Calculul conductei încastrate la încărcare din greutatea apei din interior

În cazul încărcării din greutatea apei din interior, componentele forțelor exterioare sînt :

$$\begin{aligned} X&=0,\\ Y&=0,\\ Z&=\gamma\, r\cos\varphi. \end{aligned} \tag{14}$$

Din aceleași condiții la limită rezultă valorile constantelor de integrare :

$$\begin{aligned} C_1&=\frac{\gamma r^3}{D}\,\frac{1-\dfrac{4\,\alpha\,kl}{2k+1}}{1+k\,[3+2r^2(\alpha^2+\beta^2)]}\,;\\ C_2&=\frac{\alpha}{\beta}\,C_1+\frac{\gamma\, rl}{D\,\beta\,[2k+1]}\,;\\ A_1&=\frac{\gamma\, rl}{2}\,;\\ A_2&=\frac{\gamma\, l^2}{12}+\frac{4\,\gamma\, r^2 k}{2k+1}\,;\\ A_3&=-\frac{2\,\gamma r^2\, kl}{2k+1}\,;\\ A_4&=DrC_1+\gamma r^4. \end{aligned} \tag{15}$$

3. Calculul conductei încastrate la încărcare din suprapresiunea apei din interior

Componetele forțelor exterioare sînt în acest caz :

$$\begin{aligned} X&=0,\\ Y&=0,\\ Z&=-\gamma H. \end{aligned} \tag{16}$$

Din condițiile de membrană rezultă :

$$\begin{aligned} n_{\varphi_0}&=\gamma\, rH\,;\\ n_{x\varphi_0}&=n_x=0; \qquad \text{și} \end{aligned} \tag{17}$$

$$\begin{aligned} u_0&=0;\\ v_0&=0;\\ w_0&=\frac{\gamma\, r^2}{D}H;\\ \frac{\partial w_0}{\partial x}&=0. \end{aligned} \tag{18}$$

Pentru a satisface condițiile marginale este necesară introducerea în calcul a forțelor R și a momentelor M la reazeme.

Printr-un mod analog cu cel descris în articolul menționat se determină ecuația deformației suplimentare datorită introducerii forțelor R. Ecuația, ținînd seamă de faptul că oscilațiile termenului de la un capăt nu mai influențează celălalt capăt, va fi de forma :

$$w_R=e^{-\lambda x}[C_3\cos\lambda x+C_4\sin\lambda x], \tag{19}$$

de unde, știind că pentru $x=0$

$$m_x=0\,; \quad q_x=-R, \tag{20}$$

rezultă valorile constantelor

$$C_3=-\frac{R}{2K\lambda^3}\,; \quad C_4=0, \tag{21}$$

în care

$$\lambda=\frac{\sqrt[4]{3\,(1-\mu)}}{\sqrt{r\delta}}. \tag{22}$$

Cu totul similar se pot determina deformațiile datorite momentului M :

$$w_M=e^{-\lambda x}\,[C_5\cos\lambda x+C_6\sin\lambda x], \tag{23}$$

de unde, știind că pentru $x=0$

$$m_x=M\,; \quad q_x=0, \tag{24}$$

Tabela I

Formule de calcul ale conductelor autoportante simplu rezemate și încastrate la capete

Cazul de încărcare				I. Greutatea proprie	II. Greutatea apei	III. Suprapresiunea apei
Datorite ipotezei de membrană	Forțe normale	n_x	Rez	$\frac{gx}{r}(x-l)=\cos\varphi$	$\frac{\gamma x}{2}(x-l)\cos\varphi$	0
			Inc	$\left\{\frac{gx}{r}(x-l)+\frac{gl^2}{6r}+\frac{8kgr}{2k+1}\right\}\cos\varphi$	$\left\{\frac{\gamma x}{2}(x-l)+\frac{\gamma l^2}{12}+\frac{4k\gamma r}{2k+1}\right\}\cos\varphi$	0
		$n_{x\varphi}$	Rez	$g(l-2x)\sin\varphi$	$\gamma r\left[\frac{l}{2}-x\right]\sin\varphi$	0
			Inc			
		n_φ	Rez	$-rg\cos\varphi$	$-\gamma r^2\cos\varphi$	γrH
			Inc			
Datorite condițiilor suplimentare la limită	Forțe normale	n_x	Rez	$e^{-\alpha x}Dkr\,[(\alpha^2-\beta^2)C_2+2\alpha\beta C_1]\sin\beta x\cos\varphi$		0
			Inc			
		$n_{x\varphi}$	Rez	$e^{-\alpha x}Dk\left\{-\alpha[1+r^2(\alpha^2-3\beta^2)](C_1\cos\beta x+C_2\sin\beta x)+\right.$ $\left.+\beta[1+r^2(3\alpha^2-\beta^2)](-C_1\sin\beta x+C_2\cos\beta x)\right\}\sin\varphi$		0
			Inc			
		n_φ	Rez	$e^{-\alpha x}Dk\left\{[r^3(\alpha^4-6\alpha^2\beta^2+\beta^4)-2r(\alpha^2-\beta^2)](C_1\cos\beta x+\right.$ $+C_2\sin\beta x)-[4r^3\alpha\beta(\alpha^2-\beta^2)+4r\alpha\beta](-C_1\sin\beta x+$ $\left.+C_2\cos\beta x)\right\}\cos\varphi$		$-\gamma rH\cos\lambda x\,e^{-\lambda x}$
			Inc			$-\gamma rH(\cos\lambda x+$ $+\sin\lambda x)e^{-\lambda x}$
	Momente încovoietoare	m_x	Rez	$e^{-\alpha x}Dkr^2[(\alpha^2-\beta^2)(C_1\cos\beta x+C_2\sin\beta x)+$ $+2\alpha\beta(C_1\sin\beta x-C_2\cos\beta x)]\cos\varphi$		$-2\gamma r^4k\lambda^2He^{-\lambda x}\sin\lambda x$
			Inc			$2\gamma r^4k\lambda^2He^{-\lambda x}(\cos\lambda x-$ $-\sin\lambda x)$
		$m_{x\varphi}$	Rez	$e^{-\alpha x}Dkr\,[\alpha(C_1\cos\beta x+C_2\sin\beta x)+\beta(C_1\sin\beta x-$ $-C_2\cos\beta x)]\sin\varphi$		0
			Inc			
		m_φ	Rez	0		
			Inc			
	Forțe tăietoare	q_x	Rez	$e^{-\alpha x}Dk\left\{-[r^2\alpha(\alpha^2-3\beta^2)+\alpha](C_1\cos\beta x+C_2\sin\beta x)+\right.$ $\left.+[r^2\beta(3\alpha^2-\beta)+\beta](C_2\cos\beta x-C_1\sin\beta x)\right\}\cos\varphi$		$-2\gamma r^4k\lambda^3He^{-\lambda x}(\cos\lambda x-$ $-\sin\lambda x)$
			Inc			$-4\gamma r^4k\lambda^3He^{-\lambda x}\cos\lambda x$
		q_φ	Rez	$e^{-\alpha x}Dkr\,[(\alpha^2-\beta^2)(C_1\cos\beta x+C_2\sin\beta x)+$ $+2\alpha\beta(C_1\sin\beta x-C_2\cos\beta x)]\sin\varphi$		0
			Inc			
Constante	Generale			$D=\frac{E\delta}{1-\mu^2}$; $k=\frac{\delta^2}{12r^2}$; $\alpha=\frac{1}{r}\sqrt{\frac{1}{2}\sqrt{3+\frac{1}{k}}+1}$;		$\beta=\frac{1}{r}\sqrt{\frac{1}{2}\sqrt{3+\frac{1}{r}}-1}$; $\lambda=\frac{1}{\sqrt{r\delta}}\sqrt[4]{3(1-\mu)}$
	Funcție de încărcare		Rez	$C_1=\frac{gr^2}{D(3k+1)}$ $C_2=\frac{\alpha^2-\beta^2}{2\alpha\beta}C_1$	$C_1=\frac{\gamma r^3}{D(3k+1)}$ $C_2=\frac{\alpha^2-\beta^2}{2\alpha\beta}C_1$	– –
			Inc	$C_1=\frac{gr^2}{D}\frac{1-\frac{8\alpha kl}{2k+1}}{1+k[3+2r^2(\alpha^2\ \beta^2)]}$ $C_2=\frac{\alpha}{\beta}C_1+\frac{2gl}{D\beta(2k+1)}$	$C_1=\frac{\gamma r^3}{D}\frac{1-\frac{4\alpha kl}{2k+1}}{1+k[(3+2r^2(\alpha^2+\beta^2)]}$ $C_2=\frac{\alpha}{\beta}C_1+\frac{\gamma rl}{D\beta(2k+1)}$	– –

rezultă valorile constantelor

$$C_3 = -C_4 = \frac{M}{2K\lambda^2}\cdot \qquad (25)$$

Avînd deformațiile pentru condițiile la limită determinate, se poate trece la determinarea forței R și a momentului M impunînd condițiile (10). Va rezulta, deci, pentru $x = o$:

$$w = w_o + w_R + w_M = \gamma\frac{r^2}{D}H - \frac{R}{2K\lambda^3} + \frac{M}{2K\lambda^2} = o;$$

$$\frac{\partial w}{\partial x} = \frac{\partial w_R}{\partial x} + \frac{\partial w_M}{\partial x} = \frac{R}{2K\lambda^2} - \frac{M}{K\lambda} = o, \qquad (26)$$

de unde, prin rezolvarea sistemului, reies valorilor R și M:

$$R = 4\,k\,\lambda^3\,\gamma\,r^4\,H;$$

$$M = 2\,k\,\lambda^2\,\gamma\,r^4\,H\cdot \qquad (27)$$

4. Formule de calcul

In tabela 1 s-au indicat formulele de calcul pentru grinda încastrată în diferitele ipoteze considerate. Pentru comparare s-au indicat și formulele la care s-a ajuns pentru conducta simplu rezemată la capete.

5. Comparație cu rezultatele obținute prin rezistența materialelor

Considerînd o grindă de secțiune circulară încastrată la cele două capete, se va considera ca plecare formula uzuală:

$$\sigma_x = \pm\frac{Mh}{I} \qquad (28)$$

sau

$$n_x = \sigma_x\,\delta = \pm\frac{Mh\,\delta}{I}\cdot \qquad (29)$$

Știind că pentru grinda încastrată:

$$M = -\frac{pl^2}{2}\left(\frac{1}{6} - \frac{x}{l} + \frac{x^2}{l^2}\right) \qquad (30)$$

și că

$$I = \frac{\pi\,[\,(r+\delta)^4 - r^4\,]}{4} \cong \pi\,r^3\,\delta, \qquad (31)$$

$$h = r\cos\varphi. \qquad (32)$$

rezultă:

$$n_x = \frac{pl^2}{2\pi r^2}\left|\frac{1}{6} - \frac{x}{l} + \frac{x^2}{l^2}\right|\cos\varphi\cdot \qquad (33)$$

Pentru încărcare din greutate proprie

$$p = 2\,\pi\,rg, \qquad (34)$$

de unde

$$n_x = \left[\frac{gx}{r}(x-l) + \frac{gl^2}{6r}\right]\cos\varphi\cdot \qquad (35)$$

Pentru încărcare din greutatea apei din interior

$$p = \pi r^2\,\gamma, \qquad (36)$$

de unde

$$n_x = \left[\frac{\gamma x}{2}(x-l) + \frac{\gamma l^2}{12}\right]\cos\varphi\cdot \qquad (37)$$

Comparînd aceste rezultate cu cele din tabela 1, se observă că prin calculul în ipoteza de suprafață subțire apar termenii suplimentari de corecție $\frac{8krg}{2k+1}$ pentru încărcarea din greutatea proprie, și $\frac{4kr\gamma}{2k+1}$ pentru încărcarea din greutatea apei din interior.

In ceea ce privește încărcarea datorită suprapresiunii apei, formula rezultată coincide cu formula cazanelor.

Pentru calculul eforturilor suplimentare datorite condițiilor marginale nu sînt suficiente metodele rezistenței materialelor și trebuie făcut apel la teoria elasticității.

6. Exemplu de calcul

Se consideră o conductă metalică cu următoarele date:

$$\delta = 1\text{ cm};\quad l = 1\,000\text{ cm};\quad r = 100\text{ cm};$$

$$H = 10\,000\text{ cm};\quad E = 2\,100\,000\text{ kg/cm}^2;$$

$$\gamma_{fier} = 7{,}8\cdot 10^{-3}\text{ kgf/cm}^3;$$

$$g = 7.8\cdot 10^{-3}\text{ kgf/cm}^2;\quad \gamma_{apă} = 10^{-3}\text{ kgf/cm}^3\cdot$$

Coeficienții de bază calculați cu aceste date rezultă:

$$k = 8{,}34\cdot 10^{-6};\quad \alpha = 0{,}132\text{ cm}^{-1};\quad \beta = 0{,}131\text{ cm}^{-1};$$

$$D = 2{,}1\cdot 10^6\text{ kg/cm};\quad \lambda = 0{,}1315\text{ cm}^{-1}\cdot$$

Rezultatele sînt diagramate în fig. 1.

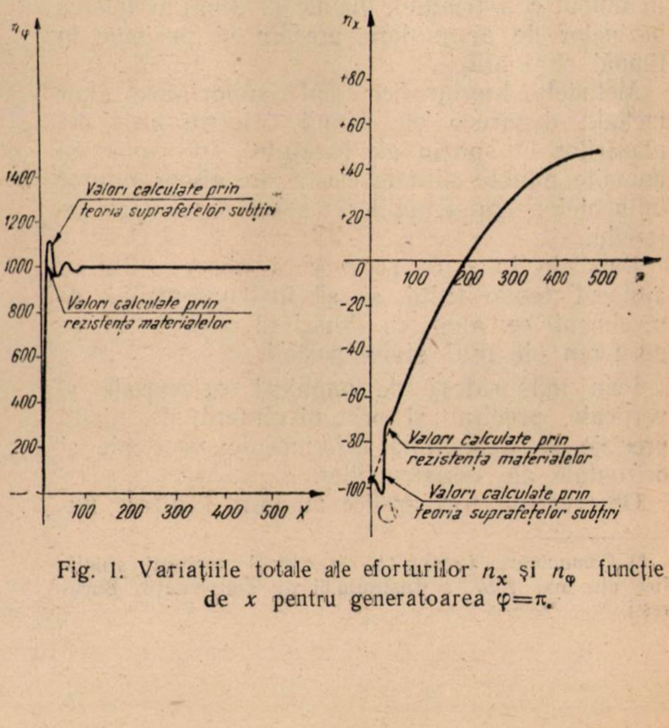


Fig. 1. Variațiile totale ale eforturilor n_x și n_φ funcție de x pentru generatoarea $\varphi=\pi$.

Din calcule au rezultat următoarele:

— Coeficienţii de corecţie între formulele determinate prin rezistenţa materialelor şi cele din ipoteza de membrană la calculul efortului n_x sînt neglijabili.

— Diferenţele dintre constantele C_1 şi C_2 calculate pentru grinda simplu rezemată şi pentru grinda încastrată sînt practic neînsemnate.

— In cîmp formulele determinate dau rezultate care coincid cu cele obţinute prin rezistenţa materialelor. In apropierea reazemelor însă apar o serie de eforturi suplimentare, ca în cazul grinzii simplu rezemate.

Avînd în vedere că pentru conducta autoportantă încastrată secţiunea cea mai periculoasă este secţiunea de la reazem, unde apar perturbaţiile, rezultă că determinarea prin calcul a acestor eforturi suplimentare este mai importantă decît în cazul conductelor autoportante simplu rezemate.

— Datele de bază din exemplul dat sînt aceleaşi în exemplul de calcul al conductei simplu rezemate din articolul citat.

Se reaminteşte că pentru conducta simplu rezemată a rezultat o creştere de 7% a eforturilor n_φ şi o creştere neglijabilă a eforturilor n_x faţă de formulele clasice.

In cazul conductei încastrate creşterea faţă de formulele clasice reprezintă 10,2% pentru eforturile n_φ şi 8,3% pentru eforturile n_x ambele aceste creşteri apărînd în imediata vecinătate a secţiunii celei mai solicitate.

Bibliografie

[1] *Filotti A.:* Consideraţii asupra calculului eforturilor în conducte autoportante subţiri rezemate la capete, Energetica şi Hidrotehnica, 3 (1955) 4, p. 180—191.
[2] *Filonenko-Borodici M. M.* ş. a.: Curs de rezistenţa materialelor, vol. 2, Editura Tehnică, 1952.
[3] *Filonenko-Borodici M. M.:* Teoria elasticităţii, Editura Tehnică, 1952.
[4] *Galerkin B. G.:* Sobranie socinenii, vol. 2, Izdatelstvo Akademii Nauk S.S.S.R., Moscova, 1953.
[5] *Beliaev H. M.:* Soprotivlenie materialov, Gostehizdat, Moscova, 1953.
[6] *Girkmann:* Flächentragwerke.
[7] *Segal B. I.* şi *Semediaev K. A.:* Piatiznacinie matematiceskie tabliţî, Izdatelstvo Akademii Nauk S.S.R., Moscova-Leningrad, 1950.

Metode topografice pentru măsurarea deformaţiilor barajelor *)

Conf. ing. D. MIHAIL

CZ: 627.821.044:526.9

In vederea stabilirii deformaţiilor şi a asigurării stabilităţii barajelor se utilizează, între alte metode, şi metodele topografice efectuate în timpul construcţiei, înainte şi după umplerea bazinelor de acumulare, precum şi periodic în timpul exploatării.

Metodele topografice sînt superioare altor metode, deoarece ele permit determinarea deplasărilor în spaţiu ale barajului, în raport cu anumite puncte situate efectiv în afara tuturor influenţelor construcţiilor respective asupra terenului.

Punctele în care se execută observaţiile cu ajutorul teodolitului şi al instrumentului de nivelment se aleg cu deosebită atenţie şi pe un teren cît mai stabil posibil.

Prin măsurători de unghiuri orizontale şi verticale, precum şi prin nivelment de înaltă precizie se determină deformaţiile verticale şi orizontale ale construcţiilor.

Observaţiile topografice nu sînt limitate numai la baraje, ele pot fi extinse şi asupra zonei construcţiilor la stabilirea deformaţiilor din lungul văii, dinspre versanţi spre talveg şi asupra întregii regiuni înconjurătoare care suferă deformaţii din cauza presiunii apei din lacul de acumulare etc.

Lucrările pregătitoare

Incă în timpul executării construcţiilor se introduc în paramentul aval al barajului reperi metalici speciali din bronz cromat — spre a fi rezistenţi la coroziune — pe care se fixează cu precizie un punct de vizare (fig. 1) alb pe un fond negru; aceşti reperi se plasează la anumite distanţe constante — orizontale şi verticale — între ele (fig. 2).

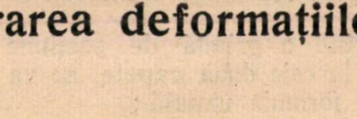


Fig. 1. Reper de vizare.

---

*) Comunicare prezentată în cadrul sesiunii ştiinţifice din mai 1957 a Institutului de construcţii, Bucureşti.

În avalul barajului, pe un teren stabil — stîncă sănătoasă — se stabilește amplasamentul cel puțin a două stații situate în afara oricărei acțiuni a presiunii barajului, din care se vor executa observațiile spre reperii introduși în paramentul aval al barajului. Amplasarea stațiilor se va face la o distanță nu prea mare, dar care totuși să asigure că poziția pilaștrilor construiți nu va suferi tasări și influențe ale presiunii apei din lacul de acumulare.

Fundarea pilaștrilor se face în stîncă sănătoasă și distanța dintre aceștia trebuie determinată cu o precizie de 1 : 1 000.

Pentru mărirea preciziei observațiilor se poate folosi și o a treia stație de observație, care să permită și un control.

În partea superioară a pilaștrilor, imediat după betonarea lor, se așază o placă specială avînd 4 orificii (fig. 3). În trei orificii *15* se introduc șuruburile de calaj *8*, iar al patrulea orificiu servește la așezarea unei piese sferice care înlocuiește șuruburile de prindere și strîngere *13* și *14*. Pe aceste plăci perfect orizontale se așază apoi teodolitul care poate fi astfel perfect centrat (fig. 3, *a*).

Pentru vizele de la ceilalți pilaștri, în aceleași orificii, se pot așeza panouri speciale (mirete) colorate în mod corespunzător, pentru asigurarea vizibilității (fig. 3, *b*). În perioada în care nu se fac măsurători se înșurubează capace metalice de protecție pentru protejarea părților superioare ale pilaștrilor.

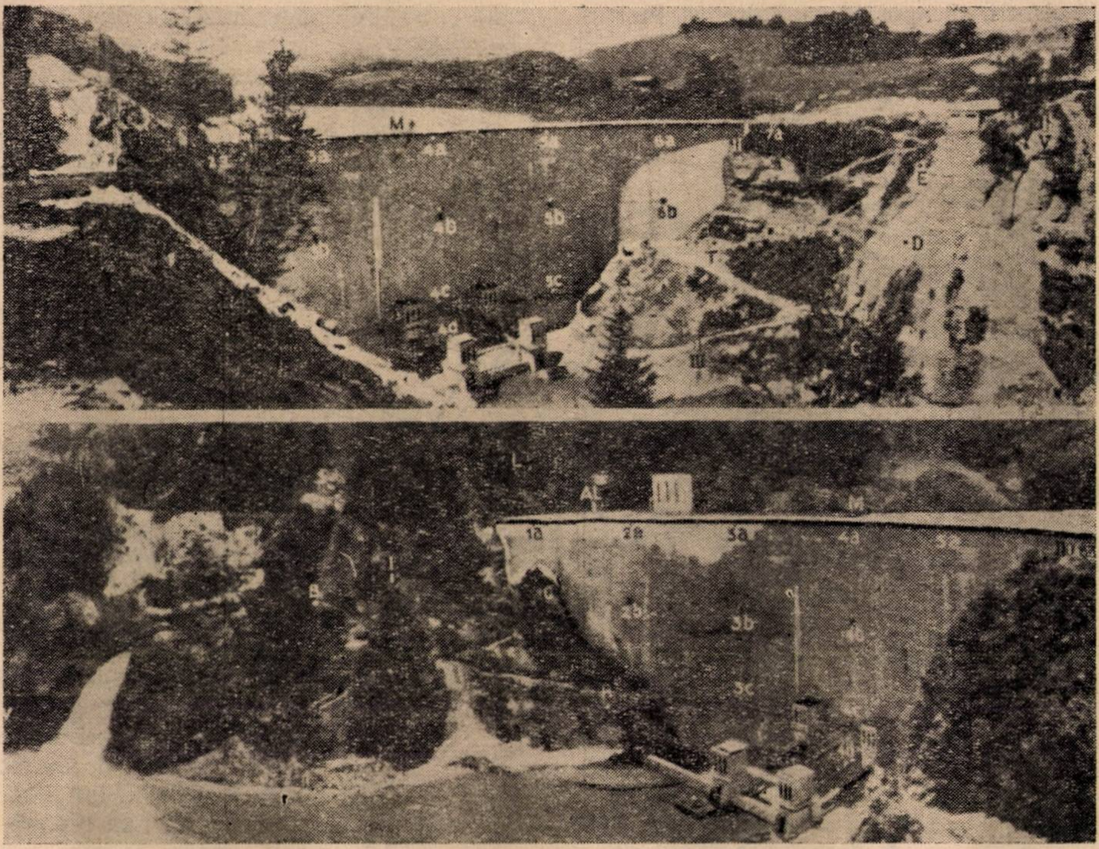


Fig. 2. Poziția reperilor din paramentul aval al barajului.

Deplasarea părții superioare a barajului, în blocul cel mai solicitat, se poate măsura și direct cu un teodolit așezat în stație pe un pilastru (*AL* în fig. 4), folosind o placă specială de vizare care are o scară gradată transversal în milimetri (fig. 5). Această placă specială se plantează într-un dispozitiv asemănător celui de pe pilastrul de observații.

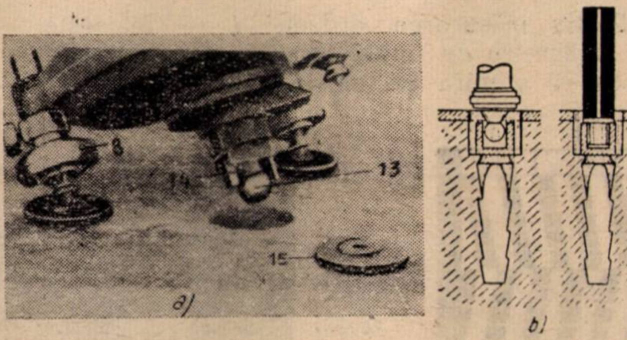


Fig. 3. Centrarea teodolitului și miretelor.

la o înălţime suficientă a barajului, ţinînd seamă şi de refracţia atmosferică.

Dacă placa are numai o linie verticală în locul scării gradate milimetrice, se măsoară deplasarea cu ajutorul unghiului de înclinare θ.

Pentru aceasta se va măsura întîi distanţa orizontală *AL-M* şi apoi se va îndrepta instrumentul spre reperii vizibili; astfel deplasarea va fi:

$$d = l \operatorname{tg} \theta.$$

Pentru măsurarea distanţei l se foloseşte un tachimetru cu dublă imagine sau un tachimetru cu o miră orizontală.

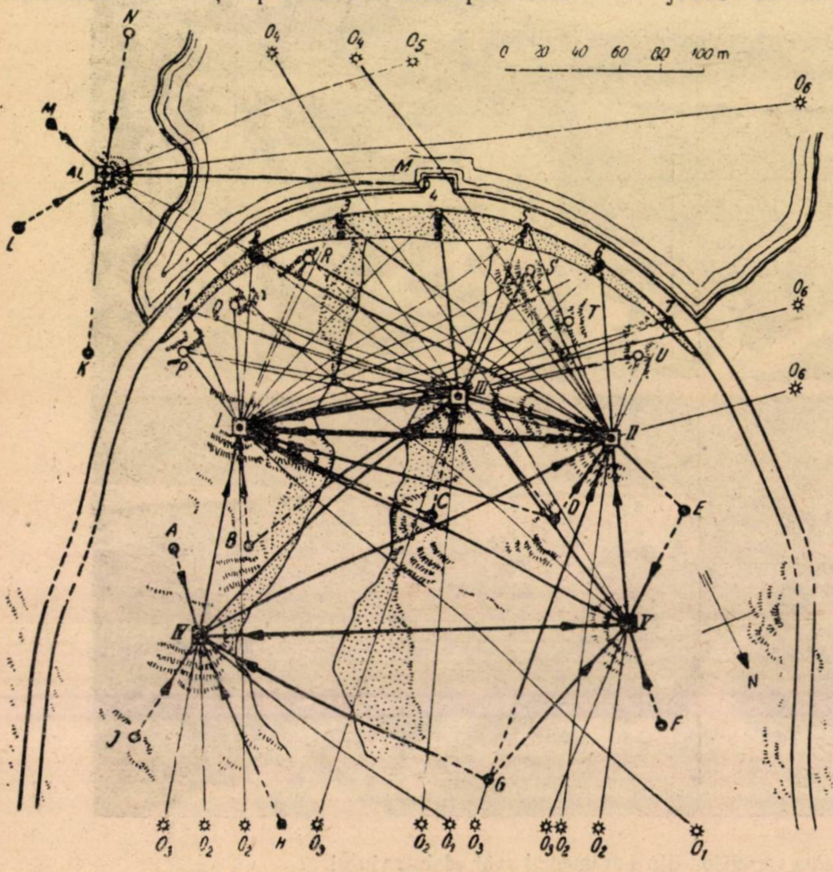


Fig. 4. Reţeaua de sprijin planimetrică, pentru măsurarea unghiurilor orizontale şi verticale.

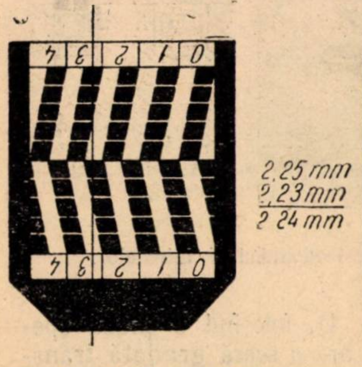


Fig. 5. Placă specială de vizare cu scară gradată tranversală.

În lipsa unor asemenea tachimetre, sau dacă l este mai mare decît 150 m, această distanţă se determină indirect prin intersecţie înainte (de la o bază ajutătoare) sau prin intersecţie înapoi (cu vize din *M* spre *I, II, AL*).

Se aleg o serie de puncte în avalul barajului ce se materializează cu pilaştrii spre care se vor efectua vizele şi care se consideră în afara influenţelor construcţiilor executate.

În scopul verificării poziţiilor acestor puncte se vor mai putea stabili o serie de puncte mai depărtate şi care să fie într-o mai mare siguranţă faţă de influenţa construcţiilor executate (fig. 6, *a, b, c*).

Triangulaţia

Executarea măsurătorilor. După pregătirea pilaştrilor pentru staţiile de vizare şi a reperilor, se măsoară baza, adică distanţa dintre staţiile de observaţie *I-II*.

Deşi executarea tuturor măsurătorilor impune o precizie mare în toate fazele de lucru, măsurarea bazei se face cu o precizie de 1 : 1 000 şi chiar 1 : 500; astfel, de exemplu, la o bază de 100 m lungime, o eroare de ± 20 mm nu are o influenţă mare asupra rezultatului măsurătorilor, deoarece se urmăreşte măsurarea deplasării absolute a unor puncte în spaţiu şi nu raportul faţă de o bază.

Astfel, din fig. 7, *a* se poate deduce că dacă se măreşte sau se micşorează baza, atunci la aceleaşi unghiuri de vizare $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2$, se măreşte sau se micşorează deplasarea Z cu o valoare de $\pm \Delta Z$ mică.

Din asemănarea figurilor rezultă că Z este direct proporţional cu Δa.

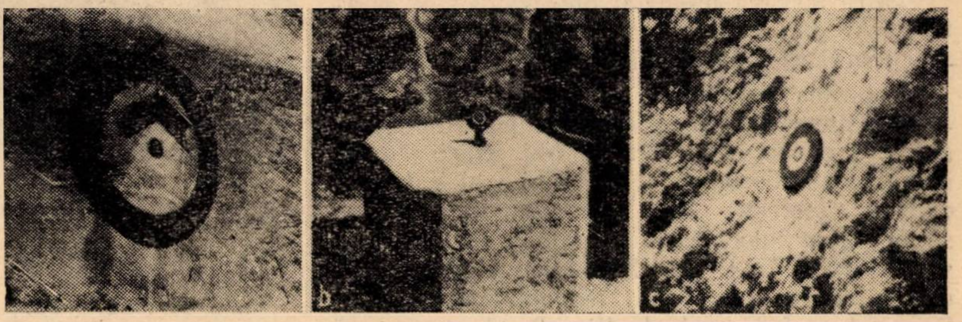


Fig. 6. Materializarea punctelor de orientare şi control printr-un reper prevăzut cu un acoperiş de protecţie (a), pe un pilastru (b), pe un perete stîncos (c).

De exemplu, dacă eroarea admisă la determinarea lungimii bază $\Delta a = 0{,}002\, a$, atunci eroarea deplasării, care reprezintă de obicei 0,1 pînă la 10 mm, va fi numai de 0,0002 pînă la 0,02 mm.

Această eroare se poate însă mări considerabil prin schimbarea poziţiilor punctelor, între două măsurători.

să nu fie în aceeaşi zonă de presiune cu pilaştrii).

Dacă la o măsurătoare se constată diferenţe de direcţie, aceasta constituie un indiciu că s-au mişcat pilaştrii sau semnalele spre care s-a vizat. În acest caz este necesar să se facă o analiză a preciziei şi să se calculeze erorile şi orientarea reţelei în vederea compensării.

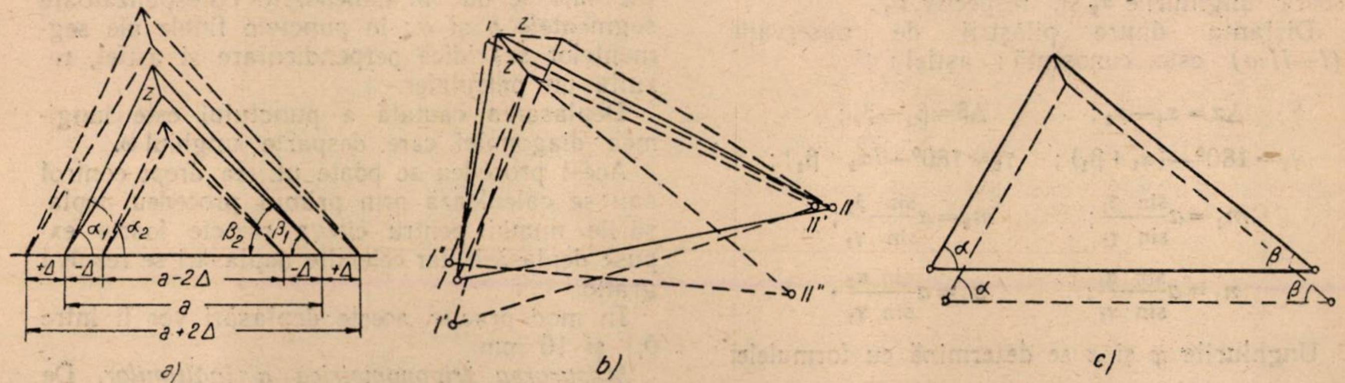


Fig. 7. Scheme ale deplasării pilaştrilor din care se execută observaţii.

Din fig. 7, *b* se poate vedea — schematic — considerabila influenţă a deplasării pilaştrilor din care se fac observaţii; după deplasarea pilaştrilor — aşa cum se vede în figura intenţionat exagerată — se măsoară cu totul alte unghiuri, greşite, decît acelea pe care le-am măsura de pe o bază nedeplasată. Dacă se folosesc în calcul valorile obţinute, împreună cu unghiurile măsurate iniţial, se calculează în locul unei valori juste *Z*, valori cu totul greşite *Z'*, *Z"*.

Într-un caz particular, dacă de exemplu baza s-ar deplasa — între două măsurători — paralel cu situaţia iniţială, am măsura în ambele cazuri aceleaşi unghiuri, ceea ce ar însemna că punctul vizat nu s-a deplasat, deşi în realitate el s-a deplasat (fig. 7, *c*).

Lungimea bazei se poate determina în trei moduri: cu un dispozitiv tachimetric, prin măsurare directă, sau cu ajutorul unei baze auxiliare.

Dacă partea superioară a barajului este dreaptă, se poate alege pe ea o bază auxiliară care se poate măsura relativ uşor şi i se poate determina lungimea cu precizie.

Imediat după plantarea reperilor de vizare de la partea superioară, cînd se întăreşte betonul, se va efectua prima măsurătoare. După aşezarea aparatului pe pilastru, se fac la început vize de orientare şi de control.

Într-un interval de timp lung poziţia pilaştrilor staţiilor de observaţii şi a unor reperi (semnale) de orientare şi control se poate schimba.

De aceea, vizele de control se fac de la fiecare pilastru la cîteva puncte de control (aşezate relativ în apropiere, dar în aşa fel încît

Pentru a se calcula variaţia unghiului măsurat prin diferenţa citirilor pe limb — a măsurătorilor iniţiale şi cele repetate — trebuie mai întîi să se stabilească variaţiile orientării.

În acest mod se vizează cîteva semnale de orientare care trebuie să fie amplasate cît mai departe de pilaştrii staţiilor de observaţii. Toate vizele efectuate asupra semnalelor de orientare trebuie să permită măsurarea aceloraşi unghiuri.

Dacă se produc devieri mici de direcţie, acestea constituie un indiciu că semnalele s-au mişcat, presupunînd — bineînţeles — că pilastrul a rămas fix. Asemenea diferenţe se pot de altfel produce şi prin erori inevitabile de măsurare, care se vor compensa prin media aritmetică simplă.

Dacă se constată însă că diferenţele de direcţii au fost provocate de deplasarea semnalelor de orientare, influenţa deplasării acestor semnale asupra mărimii diferenţei de direcţii este cu atît mai mică cu cît semnalul este mai depărtat. Apoi se compensează erorile prin media aritmetică ponderată, proporţional cu distanţele de la pilaştrii de vizare la semnale.

Pentru măsurarea unghiurilor trebuie să se folosească un teodolit cu o precizie de cel puţin 1".

Se utilizează T3, care permite citiri de 0"2 sau $0{,}5^{cc}$ şi, eventual, cu înregistrare fotografică.

Unghiurile se măsoară, în general, cu două serii, evitîndu-se influenţa refracţiei laterale care se produce datorită încălzirii neuniforme a aerului, din cauza căldurii radiate de stîncile laterale ale văii.

Calculul deplasărilor orizontale ale diverselor puncte ale barajului. Urmărind deplasarea unui punct de pe baraj din poziţia P în poziţia P', se constată :

Prin vize înainte din punctul *1* de staţie spre P se obţine unghiul α_1, iar din punctul *2* de staţie, unghiul β_1 (fig. 8, *a*) ; după deplasarea reperului din P în poziţia P' se măsoară unghiurile α_2 şi, respectiv, β_2.

Distanţa dintre pilaştrii de observaţie (*I—II-a*) este cunoscută ; astfel :

$$\Delta\alpha=\alpha_1-\alpha_2\,; \qquad \Delta\beta=\beta_1-\beta_2\,;$$

$$\gamma_1=180^0-(\alpha_1+\beta_1)\,; \qquad \gamma_2=180^0-(\alpha_2+\beta_2)\,;$$

$$m_1=a\frac{\sin\ \beta_1}{\sin\ \gamma_1}\,; \qquad m_2=a\frac{\sin\ \beta_2}{\sin\ \gamma_2}\,;$$

$$n_1=a\frac{\sin\ \alpha_1}{\sin\ \gamma_1}\,; \qquad n_2=a\frac{\sin\ \alpha_2}{\sin\ \gamma_2}\,.$$

Unghiurile φ şi x se determină cu formulele:

$$\frac{m_1}{m_2}=\frac{\sin\ \varphi}{\sin\ x}=\text{tg}\ \mu\,;$$

$$\text{tg}\,\frac{\varphi+x}{2}=\text{tg}\,\frac{180^0-(\alpha_1-\alpha_2)}{2}=\text{ctg}\frac{\alpha_1-\alpha_2}{2}\,;$$

$$\text{tg}\,\frac{\varphi-x}{2}=\text{tg}\ (\mu-45^0)\ \text{ctg}\,\frac{\alpha_1-\alpha_2}{2}\,.$$

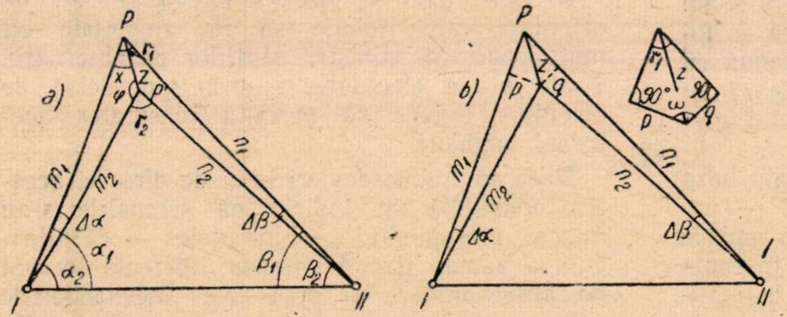


Fig. 8. Calculul deplasării orizontale a unui punct de pe baraj

Din ambele ecuaţii se calculează φ şi x cu formula :

$$Z=m_1\frac{\sin\ (\alpha_1-\alpha_2)}{\sin\ \varphi}=m_2\frac{\sin\ (\alpha_1-\alpha_2)}{\sin\ x}\,.$$

La fel se poate calcula şi deplasarea din triunghiul *P, P', II*.

Un rezultat mai exact se obţine, bineînţeles, dintr-un triunghi care are un unghi mai mare la vîrful staţiei.

Deplasarea Z se poate obţine şi pe cale grafică.

In fig. 8, *b* se pot considera perpendicularele duse din punctul P' pe laturile m_1, n_1 ; cu aproximaţie ele sînt arcuri cu razele m_2, n_2 pentru că unghiurile $\Delta\alpha$ şi $\Delta\beta$ sînt atît de mici, încît perpendicularele, practic, nu se deosebesc de arcuri

$$p=m_2\ \Delta\alpha=m_2\,\frac{\Delta\ \alpha''}{\rho''}\,;\ \ \rho''=206.264,806\,;$$

$$q=n_2\Delta\beta=n_2\,\frac{\Delta\beta''}{\rho''}\,;\ \omega=180^0-\gamma_1;$$

$$\text{tg}\omega=\text{tg}\gamma_1\,.$$

Se construieşte unghiul ω şi din extremităţile sale se duc în dimensiuni corespunzătoare segmentele p şi q ; în punctele finale ale segmentelor se ridică perpendiculare şi astfel, rezultă un patrulater.

Deplasarea căutată a punctului este lungimea diagonalei care desparte unghiul ω.

Acest procedeu se poate utiliza drept control sau se calculează prin primul procedeu deplasările numai pentru cîteva puncte foarte expuse deplasării, iar celelalte deplasări se rezolvă grafic.

In mod practic, aceste deplasări vor fi între 0,1 şi 10 mm.

Măsurarea trigonometrică a înălţimilor. De exemplu pilastru A (fig. 9), care s-a deplasat cu valoarea ΔD_A şi a fost ridicat (sau coborît), sub presiunea terenului, cu valoarea Δh_A.

Punctul vizat B, s-a deplasat cu valoarea ΔD_B şi a fost coborît cu valoarea Δh_B.

Se presupune că valorile ΔD_A, ΔD_B şi D_1 au fost stabilite la determinarea deplasărilor orizontale, iar unghiurile verticale α_1 şi α_2 au fost măsurate dintr-o singură staţie prin intersecţie înainte ; atunci la măsurare repetată trebuie să se niveleze cu precizie partea superioară a pilastrului şi nivelul părţii inferioare a aparatului.

Prin măsurători sînt, deci, determinate următoarele elemente : ΔD_A, ΔD_B, D_1, α_1, α_2, J_1, J_2 şi h_A.

Urmează să se calculeze h_B.

Unghiurile α_1 şi α_2 au fost măsurate cu o eroare medie, rezultată din două observaţii făcute la un interval de timp de ± 2".

La o distanţă de circa 50 m rezultă o eroare medie de deplasare pe verticală de circa 0,3 mm.

Din fig. 9 rezultă :

$$h_1=D_1\ \text{tg}\ \alpha_1+J_1+S-R\,;$$

$$h_2=D_2\ \text{tg}\ \alpha_2+J_2+S-R\,;$$

$$h_1-h_2=D_1\ \text{tg}\ \alpha_1-D_2\ \text{tg}\ \alpha_2+J_1-J_2=\Delta h_A+\Delta h_B$$

unde corecţia de sfericitate S şi refracţie R, dispar.

Introducînd :

$$J_1-J_2=\Delta J \quad \text{şi} \quad D_2=D_1+\Delta D_A-\Delta D_B$$

(fiind vorba de deplasări foarte mici se poate neglija devierea pe direcţie D_2) ; prin adăugarea la ecuaţia precedentă şi prin separarea lui Δh_B, se obţine:

$$\Delta h_B = D_1 \ (\text{tg}\ \alpha_1 - \text{tg}\alpha_2) - (\Delta D_A - \Delta D_B)\ \text{tg}\ \alpha_2 + \\ + \Delta J - \Delta h_A$$

care constituie ecuaţia generală pentru deplasarea verticală a punctului *B*.

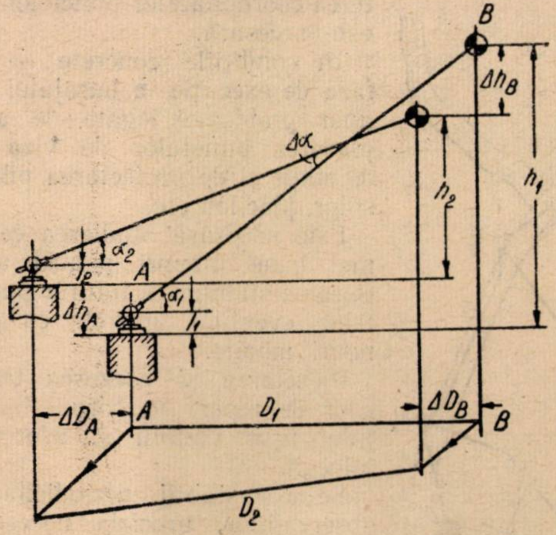


Fig. 9. Măsurarea trigonometrică a înălţimilor

Dacă poziţia aparatului de pe pilastru nu s-a mişcat, atunci formula este:

$$\Delta h_A = 0;\quad \Delta D_A = 0;\quad \Delta D_B = \Delta D;\quad \Delta h_B = \Delta h$$

şi ecuaţia va căpăta următoarea formă:

$$\Delta h = D\ (\text{tg}\ \alpha_1 - \text{tg}\ \alpha_2) + \Delta D\ \text{tg}\ \alpha_2 + DJ.$$

Ecuaţiile stabilite corespund schemei din fig. 9; trebuie observate direcţiile deplasărilor ΔD_A şi Δh_A. Dacă se fac deplasări în direcţia inversă celei din fig. 9, părţile respective ale ecuaţiilor trebuie să aibă semnele modificate.

Deplasările pe verticală variază între 0,01 şi 4,00 mm.

Aliniamentul

Măsurarea unui aliniament pe coronamentul barajului se limitează, în general, la stabilirea deplasării unui singur punct central al barajului, unde apare de obicei cea mai mare deviere orizontală *M* (fig. 2 şi 4).

Măsurarea este relativ simplă şi necesită puţin timp.

Aceasta permite repetarea ei la intervale scurte de timp şi reprezentarea schematică a deplasării părţii superioare a barajului, în raport cu temperatura şi presiunea apei.

Acest procedeu completează rezultatele observaţiilor trigonometrice.

Realizarea pilastrului pentru efectuarea observaţiilor impune aceleaşi condiţii ca şi pentru pilaştrii de vizare din avalul barajului.

Observaţiile se fac cu un teodolit de precizie T3, aşezat în punctul *AL* (fig. 4).

Nivelmentul geometric

Nivelmentul geometric permite determinarea deplasărilor verticale ale unor părţi ale barajului printr-o serie de puncte spre care se vizează (fig. 10).

Deplasările verticale fiind în general mici, nivelmentul tehnic nu este satisfăcător.

Datorită faptului că la distanţe mari erorile se cumulează, se va efectua un nivelment de precizie.

Pentru efectuarea observaţiilor se aleg o serie de puncte pe coronament (N_1, N_2,..., N_7) care trebuie să permită efectuarea vizelor în raport cu cîteva puncte din apropierea barajului (fig. 11).

De asemenea, la partea inferioară a barajului pe paramentul aval se stabilesc cîteva puncte (N_{17}, N_{18}, N_{19}), care se încadrează într-o drumuire de nivelment, ce se întinde departe de baraj, de-a lungul rîului, şi care conţine şi o serie de puncte fixe în afara zonei de influenţă a barajului, A_n pînă la I_n (fig. 11).

In drumuirea de nivelment se încadrează şi pilaştrii utilizaţi la lucrările cu teodolitul (*II* şi *V*, fig. 11).

Observaţiile care se efectuează permit şi urmărirea comportării terenului din apropierea barajului.

Pentru închiderea nivelmentului se utilizează reperi de nivelment speciali, pe care se aşază mira de invar.

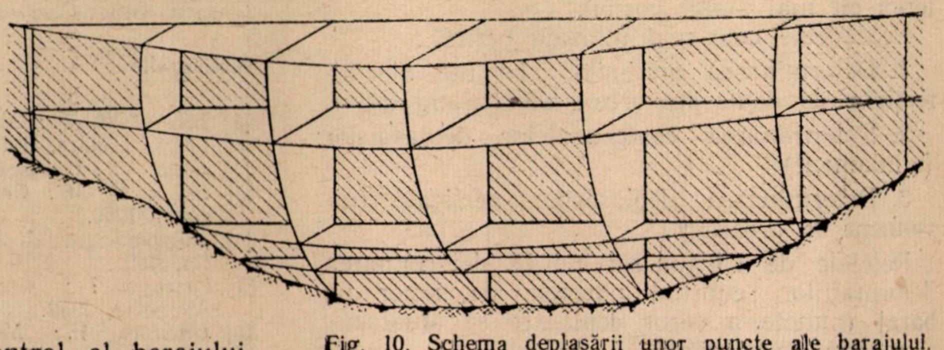


Fig. 10. Schema deplasării unor puncte ale barajului.

Instrumentul utilizat trebuie să asigure o precizie mare; de exemplu N_3, care are o precizie de ± 0,25 mm pentru 1 km de nivelment măsurat într-un singur sens.

Concluzii

Metodele topografice de determinare a deplasărilor şi a deformaţiilor barajelor au avantajul — în comparație cu alte metode — că permit determinarea deplasărilor unui obiect în spațiu în raport cu o serie de puncte situate în afara tuturor influențelor acestei construcții asupra terenului.

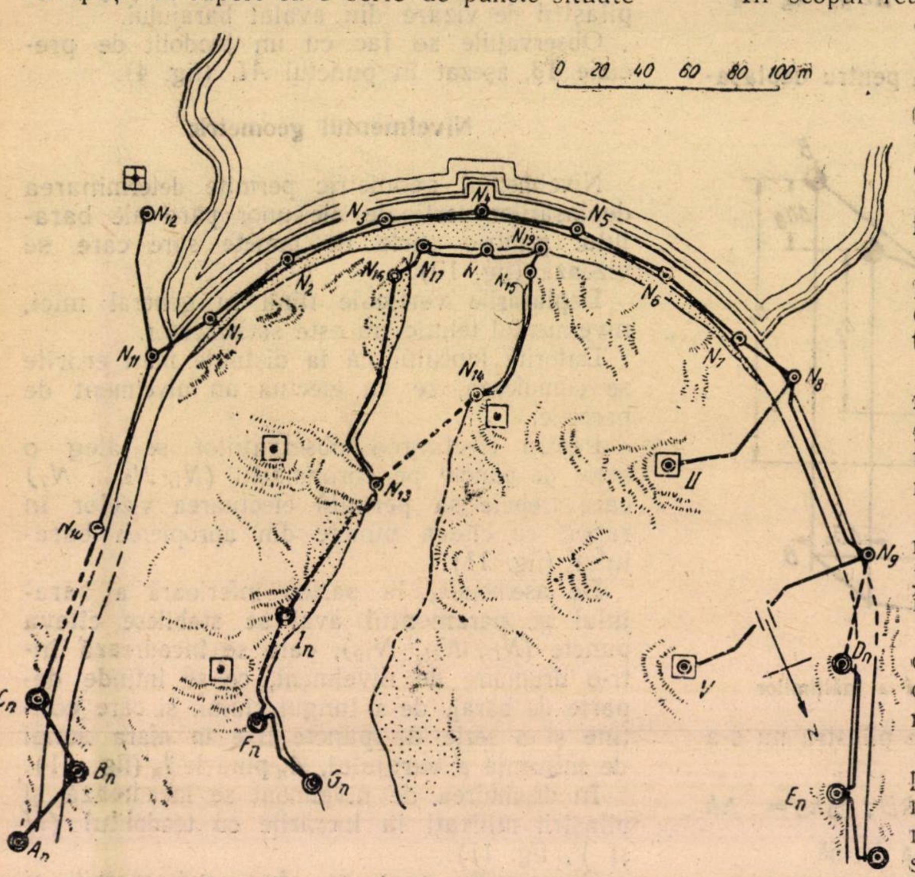


Fig. 11. Rețeaua de sprijin altimetrică pentru efectuarea nivelmentului geometric.

Aceste puncte trebuie să fie alese și materializate cu cea mai mare atenție și pe un teren cît mai stabil posibil.

Procedeele cele mai utilizate permit:

1. Determinarea mărimilor absolute ale direcțiilor de deplasare orizontală (triangulație).

2. Determinarea componentelor deplasărilor (aliniament).

3. Determinarea deplasărilor verticale (nivelment de precizie).

Rețelele de sprijin servind la determinarea deformațiilor, cuprind punctele de reper pe baraj (puncte a căror deplasare se studiază) și puncte de referință.

O importanță deosebită trebuie acordată problemei stabilității și deplasării punctelor de referință.

În scopul realizării unei cît mai bune precizii, calculul se efectuează prin metoda celor mai mici pătrate; măsurarea distanțelor nu impune o precizie mare; cunoașterea coordonatelor punctelor nu este necesară.

În condițiile concrete — în faza de execuție a barajului — apar probleme legate de amplasarea punctelor de viză și de stație și de proiectarea pilaștrilor, plăcilor etc.

Este necesară studierea celor mai bune măsuri pentru asigurarea stabilității tuturor punctelor, eventual, gherete cu panouri mobile.

Pichetarea și așezarea tipurilor de reperi în corpul barajului ușor vizibili și ușor de înlocuit.

Se va stabili periodicitatea observațiilor, precizia necesară observațiilor, precum și întocmirea metodicii de lucru.

Se impune crearea condițiilor pentru efectuarea măsurătorilor numai în timpul nopții, astfel ca rezultatele înscrise în formulare speciale să permită o cît mai bună interpretare a rezultatelor.

La acestea se adăugă măsurile ce se cer pentru urmărirea deplasărilor și a deformațiilor diferitelor părți ale barajului în timpul execuției (de exemplu o rețea de sprijin pentru nivelment, care să permită observații asupra blocurilor în execuție).

Bibliografie

[1] *Birchal H. F.*: Modern surveying for civil engineers, Londra, 1955.

[2] *Cihak Vl.*: Geodesie ve stavebni praxi, Praga, 1954.

[3] *Grișin M. M.*: Ghidrotehniceskie soorujenia, Moscova, 1956.

[4] *Huggenberger A .V.*: Talsperren-Messtechnik, Berlin, 1951.

[5] *Lazzarini T.*: Geodezyjne pomiary odkształcen, Varșovia, 1952.

[6] *Untersee V.*: Metoda geodezyjna wyznaczania odkształcen zapor wodnych, Przeglad Geodezyjny (1956) 7, Varșovia.

Considerații asupra coeficientului de cavitație la pompe

Ing. E. DECIU

CZ : 621.65/67:532.528

Notații utilizate:

$H_s = \frac{p_o}{\gamma} - \frac{p_v}{\gamma} - \Delta h = Z_o + \frac{D_o}{2} + h_r + \frac{C_1^2}{2g}$ -- înălțimea vacuumetrică [m];

Δh — scăderea locală de presiune la intrarea în rotor [m];

$\sigma = \frac{\Delta h}{H} = \frac{\frac{p_o}{\gamma} - \frac{p_v}{\gamma} - H_s}{H}$ -- coeficientul de cavitație;

$\frac{p_o}{\gamma}$ — presiunea la nivelul de aspirație [m];

$\frac{p_v}{\gamma}$ — presiunea de vaporizare la temperatura respectivă [m];

Z_o -- cota axului pompei față de nivelul de aspirație [m];

h_r -- pierderea de sarcină [m];

c — viteza absolută [m/s];

w — viteza relativă [m/s];

u — viteza periferică [m/s];

Q -- debitul pompat [m³/s];

H -- înălțimea de ridicare [m];

η_h — randamentul hidraulic;

$$\left.\begin{array}{l} n_q = \frac{nQ^{1/2}}{H^{3/4}}; \\ n_s = 3{,}65 \frac{n_q}{\sqrt{\eta}} \approx 3{,}65\, n_q \\ \dot{n}_s = \frac{n_s}{\sqrt{\gamma}\,(2g)^{3/4}} \end{array}\right\}$$ — turația specifică;

$C_\sigma = \frac{nQ^{1/2}}{\Delta h^{3/4}}$ — capacitatea specifică de aspirație;

$k = 1 - \left(\frac{D_b}{D_o}\right)^2$ — coeficientul de strangulare datorită butucului;

$\rho = \frac{D_b}{D_e}$ — raportul butucului;

ζ_a -- coeficientul de portanță;

t — pasul palelor;

$\varepsilon_{cm} = \frac{c_m}{\sqrt{2gH}}$ — coeficientul vitezei meridiane;

$\varepsilon_{ue} = \frac{u_e}{\sqrt{2gH}}$ — coeficientul vitezei periferice;

D_b — diametrul butucului rotorului [m];

D_o — diametrul de intrare al rotorului [m];

D_e — diametrul exterior al rotorului [m].

Este cunoscut că la pompe înălțimea vacuumetrică este limitată de fenomenul de cavitație care face ca pompa să înceteze de a mai corespunde cerințelor exploatării.

Pentru stabilirea înălțimii vacuumetrice H_s o importanță deosebită are determinarea scăderii de presiune de la intrarea în rotor Δh, sau a coeficientului de cavitație σ.

Scăderea de presiune Δh poate fi exprimată adimensional raportînd-o la înălțimea de ridicare a pompei. Astfel se definește după Thoma coeficientul de cavitație σ, care este în același timp și coeficientul de similitudine al pompelor în cazul cavitației.

Calculul scăderii de presiune Δh se poate face cu formulele teoretice, fie ținînd seamă [8], [2] că se datorește diferenței de presiune dintre intradosul și extradosul palei, devierii curentului din direcție axială în direcție radială, accelerării lichidului în mișcare în jurul muchiilor de intrare ale palelor; fie cu relația [9], [5 după Suhanov]:

$$\Delta h = \lambda_1 \frac{w_0^2}{2g} + \lambda_2 \frac{c_0^2}{2g}. \qquad (1)$$

Pentru apa rece coeficienții de proporționalitate au valorile:

$$\lambda_1 = 0{,}25 \ldots 0{,}35 \text{ și } \lambda_2 = 1{,}1 \ldots 1{,}3.$$

Pornind de la formula (1) se poate determina [9], [6[expresia teoretică a coeficientului de cavitație în cazul pompelor care au intrarea axială:

$$\sigma = \frac{1}{2g}\left(\frac{\pi}{30^2 k}\right)^{3/2} n_q^{4/3} \left[\frac{\lambda_1}{(\cos^2 \beta_{oa} \sin \beta_{oa})^{2/3}} + \lambda_2 \operatorname{tg}^{4/3} \beta_{oa}\right]. \qquad (2)$$

De asemenea din relația (2) se mai poate obține expresia capacității specifice de aspirație:

$$C_\sigma = 30 \left(\frac{k}{\pi}\right)^{1/2} \left[\frac{2g}{\frac{\lambda_1}{(\cos^2 \beta_{oa} \sin \beta_{oa})^{2/3}} + \lambda_2 \operatorname{tg}^{4/3} \beta_{oa}}\right]^{3/4}. \qquad (3)$$

Examinînd relațiile teoretice se constată că scăderea de presiune Δh, respectiv, înălțimea vacuumetrică se pot calcula cu destulă dificultate și rezultatul este nesigur, deoarece intervin diferiți coeficienți a căror alegere este delicată și suficient de greu de stăpînit.

Din această cauză, pentru a permite calcule rapide și suficient de exacte, care să stabilească înălțimea vacuumetrică maximă a unei pompe, fără a o supune la probe speciale, ci doar cunoscîndu-i caracteristicile funcționale, se dau formule experimentale sau statistice pentru coeficientul de cavitație σ sau pentru scăderea de presiune Δh.

Formulele prezentate în literatură pentru coeficientul de cavitație se pot încadra într-unul dintre următoarele tipuri sau, bineînțeles, se pot reduce prin operații simple la unul din ele:

tipul I $\sigma=\alpha n_q{}^{4/3}+\beta$

tipul II $\sigma=\dfrac{\delta}{\eta_h^{\varepsilon}}\, n_q^{4/3}$

tipul III $\sigma=\theta_0+\theta_1 n_s+\theta_2 n_s^2.$

In cele ce urmează vom căuta să redăm și să prezentăm comparativ o parte dintre formulele cele mai cunoscute și răspîndite în literatură.

1. Pompe centrifuge

Tipul I

a) Una dintre cele mai des întrebuințate formule din acest tip este cea a lui Rudnev [2], [5] care conduce la:

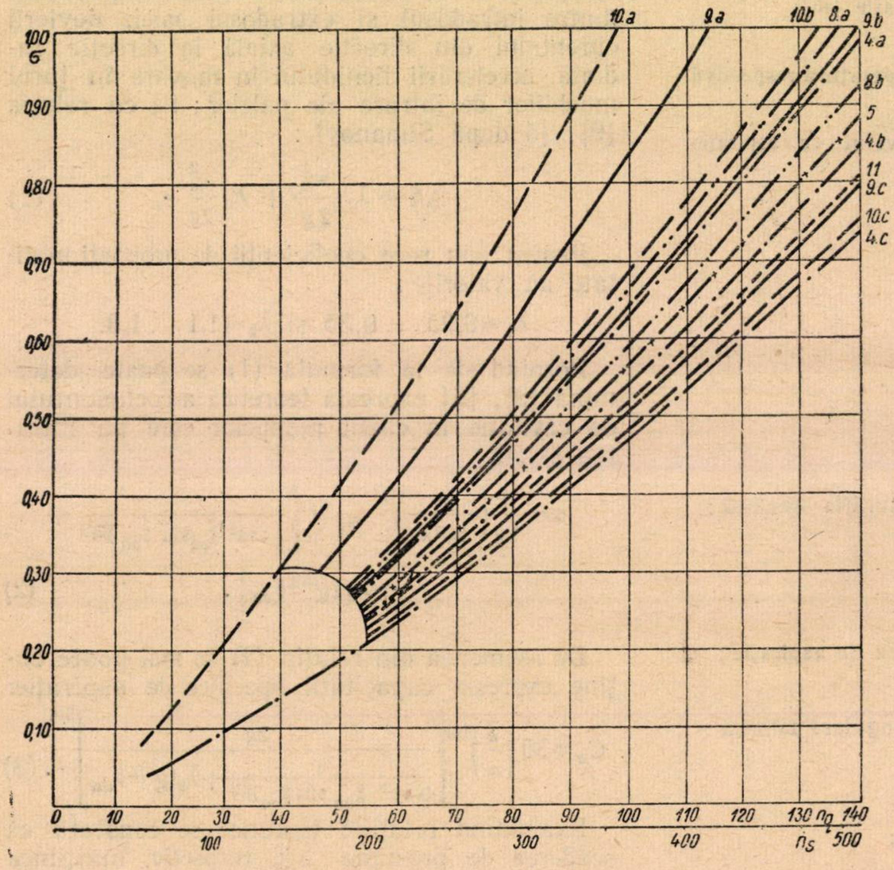


Fig. 1. Variația coeficientului de cavitație după diferite formule, la pompe centrifuge.

$$\sigma=\frac{10}{C^{4/3}}n_q^{4/3}\,. \tag{4}$$

Pentru coeficientul C se recomandă valorile $C=800...1\,000$ și chiar mai mari pentru construcții atent studiate și executate. De asemenea, în literatură [5] se găsesc indicații mai detaliate pentru alegerea coeficientului C în funcție de tipul pompei.

In diagrama din fig. 1 s-au reprezentat curbele ce obțin pentru $C=800$ (curba 4, *a*); $C=900$ (curba 4, *b*); $C=1\,000$ (curba 4, *c*).

b) O formulă utilizată de uzinele constructoare [13], [14], [15] este:

$$\sigma=\frac{n_s^{4/3}}{4\,630}=\left(\frac{n_s}{560}\right)^{4/3}, \tag{5}$$

care este de asemenea reprezentată în fig. 1. Se constată că formula are o expresie simplă și, comparînd-o cu altele, se vede că prezintă valori mijlocii.

c) Pornind de la relația de forma (1) prof. Bărglăzan [3], obține pe cale teoretică formula:

$$\sigma=0,200+0,1\cdot 10^{-3}\cdot n_s^{4/3}. \tag{6}$$

d) Plecînd de la formula (1) și introducînd indicele de aspirație definit de

$$S=\left(\frac{n}{100}\right)^2\frac{Q}{k\Delta h^{3/2}}, \tag{7}$$

se obține [9], [10], [6] formula:

$$\sigma=\left[\left(\frac{n_q}{100}\right)^2\frac{1}{kS}\right]^{2/3}. \tag{8}$$

Valori medii recomandate [10] pe baza cercetărilor experimentale sînt: rotoare radiale cu pale duble curbate în spațiu, cu muchia de intrare în zona de aspirație, $S\cong 3$; rotoare radiale cu pale simplu curbate în spațiu cu muchia de intrare paralelă cu axul, $S=2,4$; rotoare axiale, $S=2,4$. Prevăzînd muchiile de intrare oblice și trase în zona de aspirație, se îmbunătățesc condițiile de aspirație ale rotoarelor cu pale simplu curbate în spațiu.

In fig. 1 am reprezentat rezultatele ce se obțin cu formula (8) lucrînd cu $\dfrac{D_b}{D_o}=0,45$, pentru rotoare radiale cu pale simplu curbate, $S=2,4$ — curba **8**,*a*; rotoare radiale cu pale dublu curbate, $S=2,8$ — curba **8**,*b*.

Tipul II

a) Formula bine cunoscută din acest tip este [8]:

$$\sigma=\frac{8,8\cdot 10^{-4}}{\eta_h^2}\,n_q^{4/3}. \tag{9}$$

Ținînd seamă de valorile uzuale ale randamentului hidraulic, am reprezentat în fig. 1

rezultatele ce se obţin pentru $\eta_h=0,7$ — curba 9,*a*; $\eta_h=0,8$ — curba 9,*b*; $\eta_h=0,9$ — curba 9,*c*.

b) Cercetări mai recente arată că coeficientul de cavitaţie variază de fapt cu cubul randamentului hidraulic şi o formulă [12] care să ţină seama de acest rezultat experimental este:

$$\sigma=\frac{7,5\cdot10^{-4}}{\eta_h^3}\,n_q^{4/3}. \tag{10}$$

Din consideraţiile expuse mai sus, am reprezentat în fig. 1 curbele ce se obţin pentru $\eta_h=0,7$ — curba 10,*a*; $\eta_h=0,8$ — curba 10,*b*; $\eta_h=0,9$ — curba 10,*c*.

Tipul III

Aplicînd metoda statistică, prof. D. Pavel [7] obţine formula

$$\sigma=0,001\,n_s\,(1,1+0,001\,n_s)-0,02;\quad (n_s>70) \tag{11}$$

care este reprezentată în fig. 1.

Toate formulele prezentate se referă la pompele ce funcţionează în punctul caracteristic pentru care au fost proiectate, adică la randamentul optim.

Comparînd formulele experimentale şi statistice mai sus expuse se constată o apreciabilă împrăştiere a rezultatelor. Această comparaţie se poate face cu ajutorul diagramei din fig. 1. De asemenea şi faţă de curbele trasate cu formulele de tipul II există o împrăştiere a rezultatelor experimentale. Toate acestea se datoresc condiţiilor de funcţionare şi construcţie care fac ca rezultatele să difere de la caz la caz. Tocmai pentru a ţine seamă de ele, ajungem la ideea că este mai indicat să se recomande pentru coeficientul de cavitaţie σ un domeniu, în loc de o singură curbă. In acest sens, ţinînd seamă de indicaţiile din literatură şi de limitele uzuale ale diverselor mărimi ce intervin în formulele enumerate anterior, se pot recomanda, în general, domeniile prezentate în fig. 2.

In cadrul domeniilor recomandate este indicat să ne apropiem de limita inferioară cînd muchia de intrare este trasă în zona de aspiraţie a rotorului, cînd este evitată formarea de vîrtejuri la aspiraţie — deci evitate schimbările de direcţie şi soluţia constructivă cu axul străbătînd spaţiul de aspiraţie — şi cînd se asigură o execuţie precisă şi îngrijită a canalelor şi a rotorului, deci în general un randament hidraulic ridicat. In caz contrar este indicat a ne apropia de limita superioară.

De asemenea, se obţine o aspiraţie în condiţii mai favorabile [9], [6], prevăzînd pompa cu o directrice la intrarea în rotor.

Tot în diagrama din fig. 1 se mai vede că formula (5) dă valori medii şi poate fi utilizată în acest sens.

2. Pompe axiale

Pentru pompele axiale la care apa are o intrare axială, depresiunea maximă pe pală este dată de formula teoretică [8]:

$$\Delta h=0,07\,\zeta_a\,w_\infty^2, \tag{12}$$

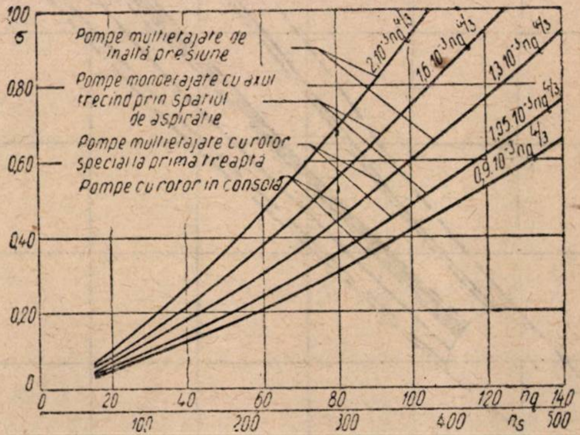


Fig. 2. Limitele de variaţie ale coeficientului de cavitaţie la diferite tipuri de pompe centrifuge.

cînd profilele lucrează în zona de incidenţă optimă. Din relaţia (12) se vede că pericolul cavitaţiei este maxim la periferia rotorului, deoarece acolo viteza w_∞ atinge valori maxime.

Prof. Bărglăzan [3] propune formula teoretică:

$$\Delta_h=\left(\frac{3}{4}\cdot\frac{\zeta_a}{\sin^2\beta_\infty}+1\right)\varepsilon_{cm}^2=$$

$$=\left(\frac{0,75\zeta_a}{\sin^2\beta_\infty}+1\right)(4\cdot10^{-7}n_s^2-0,1). \tag{13}$$

Pentru pompele care funcţionează optim din punctul de vedere al cavitaţiei, I. Ausländer [1] propune formula teoretică:

$$\sigma_{max}=1,86\rho\sqrt{\left[\varepsilon_{cm}^2+\left(\varepsilon_{ue}-\frac{1}{3.44\varepsilon_{ue}}\right)^2\right]}\cdot$$

$$\cdot\sqrt{\left[\varepsilon_{cm}^2+\left(\rho\varepsilon_{ue}-\frac{1}{3,44\rho\varepsilon_{ue}}\right)^2\right]}, \tag{14}$$

care este reprezentată în fig. 3.

Prof. Proskura [11] recomandă pentru turbinele hidraulice şi pompele axiale la care fenomenul cavitaţiei este analog pe pală, formula teoretică:

$$\sigma=\frac{3,8}{\sqrt{K}}\,\frac{t}{L}+0,072\,n_s^{\cdot\,4/3}-1, \tag{15}$$

unde

$$K=\frac{1}{\sin^2\beta_\infty}=f\left(n_s^{\cdot},\frac{D_b}{D_e},\frac{D_e}{d}\right).$$

La fel ca şi la pompele centrifuge vom căuta să redăm şi să prezentăm — comparativ —

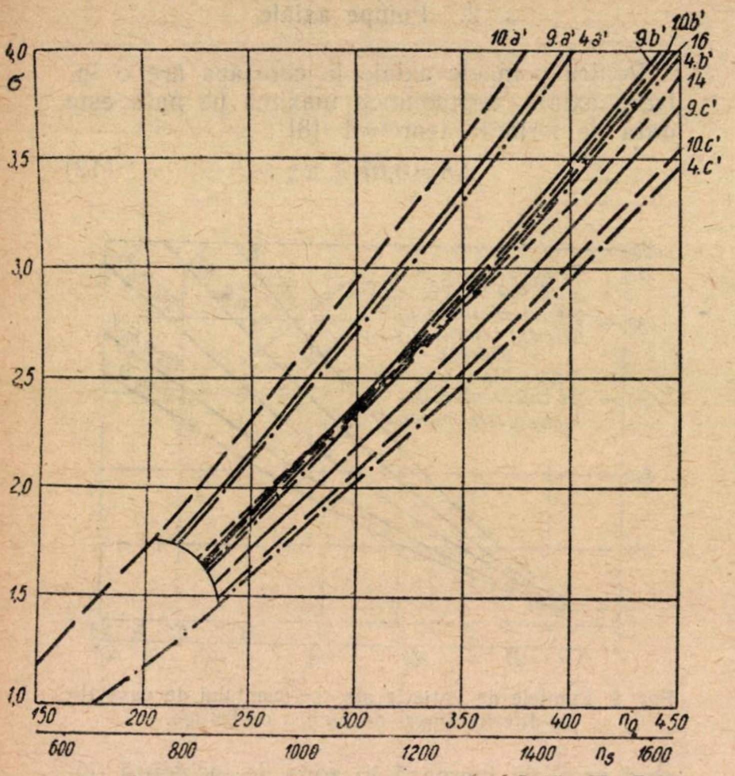


Fig. 3. Variația coeficientului de cavitație după diferite formule la pompele axiale.

în cele ce urmează o parte din formulele cele mai răspîndite, grupîndu-le după aceleași tipuri ca mai sus.

Tipul I

a) Și la pompele axiale se aplică cu rezultate bune formula lui Rudnev (4), pe care am reprezentat-o în fig. 3 pentru $C = 800$ — curba 4, *a'*; $C = 900$ — curba 4, *b'*; $C = 1\,000$ — curba 4, *c'*.

b) Pentru a face mai accesibile calculelor numerice rezultatul teoretic (14), I. Ausländer [1] propune formula simplificată:

$$\sigma = \left(\frac{n_q}{158}\right)^{4/3}, \qquad (16)$$

care a fost reprezentată în fig. 3.

c) În literatură [4] se găsesc nomograme întocmite pentru pompele axiale și care pot fi reconstituite suficient de exact cu formula:

$$\sigma = \left(\frac{n_q}{156{,}2}\right)^{4/3}, \qquad (17)$$

care se vede că dă rezultate foarte apropiate de cele stabilite cu formula (16).

d) Utilizînd formula (8) și lucrînd cu variația raportul butucului dat de [1] și cu valoarea indicelui de aspirație $S = 2{,}4$, se obține o variație a lui σ, care coincide practic cu curba 9, *a'*.

e) Uzinele Escher-Wyss, recomandă [11] formula:

$$\sigma = 0{,}4\, n_s^{*\,4/3}. \qquad (18)$$

Reprezentînd grafic această relație, ea se apropie suficient de mult de curba 4, *b'*, încît am renunțat să o mai figurăm în fig. 3.

Tipul II

a) La pompele axiale formula (9) este la fel de răspîndită ca și la pompele centrifuge. Deoarece pompele axiale au un randament hidraulic mai ridicat, am reprezentat în fig. 3 curbele ce se obțin pentru $\eta_h = 0{,}8$ — curba 9, *a'*; $\eta_h = 0{,}86$ — curba 9, *b'*; $\eta_h = 0{,}9$ — curba 9, *c'*.

b) În fig. 3 au fost trecute și rezultatele ce se obțin cu formula (10) pentru $\eta_h = 0{,}8$ — curba 10, *a'*; $\eta_h = 0{,}86$ — curba 10, *b'*; $\eta_h = 0{,}9$ — curba 10, *c'*.

Comparînd rezultatele ce se obțin pentru pompele axiale cu formulele experimentale — și aceasta se poate face cu diagrama din fig. 3 — se constată la fel ca la pompele centrifuge o împrăștiere a curbelor, însă ceva mai restrînsă. De asemenea, se mai constată că rezultate medii se obțin cu formulele (16) și (17), care — după cum am arătat — aproape se suprapun, sau cu formula (18).

Pentru a ține seamă de condițiile suficient de variate de construcție, se poate recomanda, în general, pentru pompele axiale, avînd în vedere valorile uzuale ale mărimilor ce intervin în formulele de mai sus, domeniul prezentat în fig. 4.

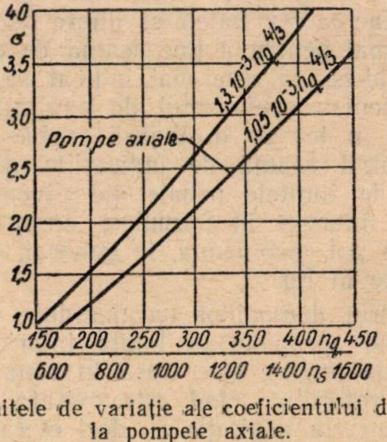


Fig. 4. Limitele de variație ale coeficientului de cavitație la pompele axiale.

Este indicat să se ia valori apropiate de limita inferioară, cînd pompele sînt atent construite și executate, deci funcționează cu un randament hidraulic ridicat.

★

Din cele expuse reiese că, dată fiind complexitatea fenomenului de cavitație, numeroșii parametri, mai mult sau mai puțin importanți, nu au putut fi prinși încă în formule ale căror rezultate să concorde în condiţii bune cu practica. Aceste motive conduc la concluzia determinării unui domeniu, între limitele căruia să se găsească, în caz general, coeficientul de cavitaţie σ, pentru un anumit tip de pompă. De asemenea se mai desprinde necesitatea cercetărilor care să ducă mai departe rezultatele pe care le posedăm pînă în prezent în acest domeniu, care au o aplicare imediată atît în proiectarea şi construcţia pompelor, cît şi a instalaţiilor acestora.

Bibliografie

[1] *Ausländer I.*, Relaţii noi pentru dimensionarea pompelor axiale. Revista Universităţii C. I. Parhon şi a Institutului Politehnic Bucureşti, nr. 4—5/1954.

[2] *Bărglăzan A.*, Maşini hidraulice, Ed. Instit. Politehnic Timişoara, 1952.

[3] *Bărglăzan A.*, Fenomenul de cavitaţie la maşinile hidraulice. Studii şi cercetări ştiinţifice. Academia R.P.R. Baza de cercetări ştiinţifice Timişoara, anul 1954.

[4] *Church A.*, Centrifugal Pumps and Blowers, J. Wiley, 1950.

[5] *Esman I. G.*, *Nasosî*, Gostoptehizdat, 1954.

[6] *Iancu M.*, Limita supersonică şi limita cavitaţiei, în proiectarea compresoarelor şi a pompelor centrifuge. Metalurgia, nr. 7/1953.

[7] *Pavel D.*, Maşini hidraulice, Ed. Energetică de Stat, 1954—1955.

[8] *Pfleiderer C.*, Die Kreiselpumpen für Flüssigkeiten und Gase, Springer, 1949.

[9] *Pfleiderer C.*, Die Kavitationsgrenze bei Pumpen und Turbinen, V.D.I., Bd. 92 (1950) nr. 23.

[10] *Pfleiderer C.*, Strömungsmaschinen, Springer, 1952

[11] *Proscura G. F.*, Ghidrodinamica Turbomaşin, Maşghiz, 1954.

[12] *Rutschi K.*, Untersuchungen an Spiralgehäusepumpen, Schweitzer Archiv, nr. 2/1951.

[13] *Stepanoff A. I.*, Centrifugal an Axial Flow Pumps. J. Wiley, 1948.

[14] *Strachovsky V.*, Inălţimea de aspiraţie a pompelor centrifuge, Strojnicky Obzor, nr. 3/1949.

[15] *Znamenski G. M.*, Pompe ventilatoare, compresoare. Traducere I.D.T.

Unele aspecte ale calculului elementelor încovoiate de armobeton

I. P. MIHAI
Candidat în ştiinţe tehnice

CZ: 624.012.4.04

In ultimii ani teoria betonului armat a cunoscut un ritm de dezvoltare foarte rapid, iar la ora actuală se întrevăd premizele unei teorii clasice şi riguroase.

Intr-o măsură extrem de redusă, au fost studiate proprietăţile fizico-mecanice ale elementelor de armobeton, care ocupă o poziţie intermediară între betonul simplu şi betonul armat, atît în ce priveşte conlucrarea şi participarea la capacitatea portantă a materialelor constitutive (oţel şi beton), cît şi în privinţa stării de eforturi unitare interioare în diferite stadii de încărcare.

Cercetările în domeniul elementelor slab armate s-au redus în ultimă instanţă la găsirea unei metode de dimensionare a secţiunilor, lipsind analiza teoretică a proprietăţilor mecanice şi a particularităţilor procesului de dezvoltare a stării tensionale.

Procentul optim de armare şi dimensionarea secţiunilor la elementele de beton slab armat formează obiectul acestui articol.

Problema procentului optim de armare a constituit, pentru construcţiile de beton armat, subiectul unor largi discuţii în paginile revistelor de specialitate. Ca rezultat al acestor dezbateri au fost fixate prin norme interne limitele maxime şi minime de variaţie ale procentului de armare.

Anumite aspecte mai necesită precizări, în special pentru elementele precomprimate.

Construcţiile de beton slab armat reprezintă un domeniu de cercetare relativ nou. Datorită condiţiilor speciale de exploatare a acestor construcţii, procentul optim de armare capătă o importanţă mult mai mare decît la elementele de beton armat. De aceea se consideră că discutarea pentru prima dată a acestei probleme într-o revistă de specialitate din ţara noastră poate să aducă anumite clarificări în această direcţie şi să constituie un punct de plecare pentru viitoare studii în rezolvarea acestei interesante probleme.

Literatura tehnică de specialitate cuprinde puţine indicaţii în legătură cu determinarea procentului de armare delimitativ între armobeton şi beton armat, valoare pe care o vom numi, în continuare, procent optim de armare şi o vom nota cu μ_0.

In instrucţiunile pentru proiectarea secţiunilor de beton armat (STAS — 1546 — 50) se prevăd anumite valori minime ale procentului de armare, care se pot asimila cu valorile maxime ale procentului de armare pentru construcţiile de beton slab armat.

Coeficientul minim de armare se determină din condiţia de egalitate a momentelor capabile ale unei secţiuni armate avînd zona întinsă fisurată şi ale aceleaşi secţiuni însă nearmate, în momentul apariţiei fisurilor.

Considerăm că această determinare este nelogică, întrucît se compară două secţiuni diferite ca armare şi discontinue în ceea ce priveşte dezvoltarea stării de eforturi unitare interioare. In schimb este justă varierea acestui coeficient în funcţie de proprietăţile mecanice ale betonului şi oţelului.

Prescripţiile sovietice din GOST 4286—48 pentru proiectarea construcţiilor hidrotehnice prevăd anumite valori minime ale procentului de armare, care arată că, în fond, determinarea procentului minim de armare se face după principii similare cu cele prevăzute în STAS — 1546 — 50.

In plus, în GOST sînt indicaţii în legătură cu dimensionarea secţiunilor armate cu procente de armare cuprinse între $\mu_{min} \geqq \mu > 0{,}05\%$, domeniu cuprins sub denumirea de beton slab armat. Modul de dimensionare preconizat arată că de fapt nu există o metodă specifică construcţiilor de beton slab armat. Prin variația libertină a procentelor de armare și a valorii coeficienților de siguranță pentru oțel și beton (§ 52, 53, 54), calculul acestor construcții se reduce în ultimă instanță la dimensionarea secțiunilor de beton sau de beton armat.

In ce privește limita inferioară de armare a elementelor de armobeton trebuie remarcat că valoarea admisă $\mu = 0{,}05\%$ nu este motivată de anumite considerații, întrucît există construcții (baraje cu contraforți) în care această cantitate de armătură provoacă serioase greutăți de ordin tehnologic și ea trebuie diminuată sub valoarea admisă.

R. Chambaud determină procentul minim de armare al elementelor de beton armat („Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics", iunie, 1954) din aceleași considerații prevăzute în STAS — 1546—50.

Propunerea lui Chambaud are dezavantajul unei delimitări imprecise atît în ce privește marca betonului, cît și în ce privește rezistența oțelului (folosirea valorilor σ_r sau σ_c), fără a mai insista asupra incovenientului de a admite în dimensionarea secțiunii σ_r în loc de σ_c.

Studiile începute de Basevici și continuate de Ladâghin și Laupmann încearcă să găsească aparatul matematic care să permită trecerea de la betonul simplu la betonul armat prin intermediul armobetonului. Problema care se pune constă în realizarea unei treceri treptate de la betonul simplu la betonul armat de așa manieră, încît zonele de delimitare ale betonului simplu și betonului armat cu armobetonul să existe o corespondență a domeniilor adiacente în ceea ce privește proprietățile mecanice — rezistența și siguranța.

Ideea emisă de Basevici în legătură cu varierea treptată și continuă a valorii coeficienților de siguranță la fisurare și rupere în funcție de procentul de armare este reluată mai tîrziu de Laupmann și conturată precis.

Se pleacă de la următoarele premize principale:

$$M=\frac{M_f}{K_f}=\frac{M_r}{K_r}, \tag{1}$$

care corespunde atît condițiilor optime de exploatare, cît și cerințelor de consum minim de materiale:

$$K_f=\varphi_1\,[\mu]\,; \qquad K_r=\varphi_2\,[\mu], \tag{2}$$

condiție care implică corespondența valorii coeficienților K_f și K_r la zonele de delimitare între beton și armobeton și, respectiv, între armobeton și beton armat.

Pe lîngă unele aspecte pozitive, metoda de calcul preconizată prezintă o serie de deficiențe, dintre care merită a fi relevate următoarele:

1. Studiul elementelor de armobeton a fost dirijat nu în direcția cercetării proprietăților fizico-mecanice reale ale acestor construcții, ci numai la stabilirea în formă generală a unor formule de calcul simpliste, care nu reflectă starea reală de eforturi unitare interioare în secțiune și care se deosebesc de expresiile betonului armat numai prin valoarea coeficienților de siguranță K_f și K_r.

2. Principiul variației valorii coeficienților de siguranță K_f și K_r în funcție de procentul de armare nu are o argumentare științifică. Expresia (1) duce la o ecuație cu trei variabile (K_f, K_r, μ) care nu permite determinarea legii de variație a două necunoscute (K_f și K_r) în funcție de a treia (μ), atunci cînd între K_f și K_r nu există o relație de legătură explicită și suficientă.

3. Limita superioară de armare μ_0 a construcțiilor de armobeton trebuie să reflecte condițiile de exploatare și proprietățile mecanice ale oțelului și betonului. Stabilirea acestei limite în funcție de valoarea coeficienților de siguranță K_f și K_r este foare puțin verosimilă, întrucît acești coeficienți depind în ultimă instanță de practica și de intuiția inginerească.

4. Stabilirea valorii μ_0 pe baza principiului variabilității coeficienților de siguranță conduce la situații imposibile prin anumite metode de calcul. In particular, acest principiu nu poate fi aplicat la calculul construcțiilor după metoda stărilor limită, unde avem un sistem diferențiat de coeficienți.

5. Stabilirea limitei inferioare de armare la construcțiile de armobeton la $p=0{,}042\%$ (pentru $\sigma_c=2\,500$ kg/cm², B140 $K_f=4{,}0$ și $K_r=1{,}0$) este o limită oarecum discutabilă, întrucît în practica construcțiilor masive se întîlnesc cazuri frecvente cînd acest procent trebuie încă diminuat din condiții constructive și de tehnologie.

Meritele autorilor amintiți mai sus constă totuși în semnalarea particularităților de comportare a construcțiilor de beton, armobeton și de beton armat și deci necesitatea de a aborda în mod diferit calculul lor.

★

Condițiile de exploatare a construcțiilor masive în general și a celor de armobeton în particular, impun anumite considerații în ceea ce privește premizele inițiale de dimensionare. Proiectarea acestor construcții nu poate să aibă loc prin aplicarea instrucțiunilor și a normelor de la construcțiile civile și industriale.

Este evident, deci, că problema stabilirii limitei superioare de armare în construcțiile de armobeton se poate rezolva în mod just numai în baza unor premize inițiale judicios alese. Pentru deducțiile noastre ulterioare se iau în considerare următorii factori:

— proprietățile mecanice ale materialelor utilizate;

— starea reală de eforturi unitare interioare în beton în secțiunea considerată;

— condițiile de exploatare a construcției;

— condițiile utilizării totale și concomitente a rezistențelor oțelului și betonului.

Cercetările teoretice și experimentale au arătat că pînă la fisurarea betonului din zona întinsă, dezvoltarea stării de eforturi interioare în secțiunea unui element este influențată în măsură redusă de valoarea procentului de armare.

Formarea fisurii schimbă radical starea de eforturi unitare în secțiune.

In domeniul betonului armat apariția fisurilor are ca efect o retransmitere a eforturilor unitare interioare. Efortul preluat anterior de betonul nefisurat este transmis armăturii, care este capabilă să preia nu numai acest efort, ci și surplusul care apare datorită creșterii ulterioare a încărcării exterioare.

Prin urmare, în grinzile de beton armat momentul de rupere depășește valoarea momentului de fisurare și deci are loc inegalitatea:

$$M_f < M_r, \tag{3}$$

prezența fisurilor în betonul zonei întinse în stadiul de exploatare neafectînd buna comportare a elementului și siguranța sa în timp, datorită condițiilor de lucru în medii relativ puțin periculoase în ceea ce privește corodarea armăturii.

Particularitatea caracteristică a elementelor de armobeton constă în faptul că în stadiul de exploatare (din condiții impuse de siguranța construcției, stabilitatea de fisurare, rigiditate etc.) are loc o conlucrare mai intimă a betonului și a armăturii din zona întinsă. Evitarea formării fisurilor în zona întinsă a betonului este impusă în prezența factorilor corosivi care pot acționa defavorabil asupra armăturii. Formarea și deschiderea primei fisuri duc într-un timp mai mult sau mai puțin scurt la corodarea armăturii și, în ultimă instanță, la pierderea capacității portante a elementului.

Momentul de fisurare trece pe primul plan și depășește ca importanță de exploatare momentul de rupere. Echilibrul interior, creat în secțiunea fisurată în urma retransmiterii de eforturi interioare de la beton la armătură, are un caracter labil, întrucît armătura este insuficientă pentru preluarea surplusului de efort. Deci, în construcţiile de armobeton va avea loc inegalitatea:

$$M_f > M_r . \tag{4}$$

Inegalităţile (3) şi (4), care exprimă condiţiile de exploatare a elementelor încovoiate de beton armat şi, respectiv, armobeton, duc la condiţia evidentă de determinare a procentului de armare, care delimitează aceste două domenii:

$$M_f = M_r . \tag{5}$$

Ecuaţia (5) corespunde în acelaşi timp şi uneia dintre premizele impuse iniţial pentru determinarea procentului optim de armare, şi anume exprimă condiţiile utilizării totale şi concomitente a proprietăţilor mecanice ale oţelului şi betonului.

Relaţiile (3), (4) şi (5) exprimă implicit condiţia că acolo unde se utilizează construcţii de beton armat nu este raţional să se impună construcţii de armobeton, şi invers.

Utilizînd diverse expresii pentru M_f şi M_r, se pot obţine valori diferite pentru procentul optim de armare μ_0). In fig. 1 (pentru un oţel cu $\sigma_c = 2\,500$ kgf/cm² şi un beton de marcă B300) se dă un grafic comparativ de determinare a valorii μ_0 pentru diverse expresii ale momentelor de fisurare şi de rupere, existente la ora actuală în literatura tehnică de specialitate. Aceste expresii, după cum se ştie, au o sferă limitată de aplicabilitate, fiind specifice numai construcţiilor de beton armat. Aplicate în domeniul betonului slab armat, relaţiile menţionate în fig. 1 duc la un consum neraţional şi nemotivat de armătură de rezistenţă, care complică uneori procesul tehnologic, iar în majoritatea cazurilor dă naştere la eforturi unitare parazitare care pot înrăutăţi sensibil condiţiile de exploatare a construcţiilor. In grafic sînt redate numai valorile μ_0 determinate pe baza formulelor Muraşov-Loleit şi Laupmann.

Pentru consideraţiile ulterioare noi am utilizat expresiile specifice elementelor de armobeton:

$$M_f = \left[\frac{1}{5} + \frac{(\varepsilon_t + \theta) E_a}{1{,}5\, R_t}\right] bh^2 R_t ; \tag{6}$$

$$M_r = \left[\omega_1 \frac{\xi^3}{1-\xi}(1-\gamma_1)\frac{E_b}{E_a} + \frac{R_t}{R_a}(1-\xi)^2 \omega_2 (1-\gamma_2)\left(\frac{\varepsilon_t E_a}{R_a}\right)^2 + \right.$$
$$\left. + \mu (1-\xi) \right] bh^2 R_a , \tag{7}$$

prezentate de autor în două articole anterioare *).

Expresia (6) are avantajul că exprimă starea reală de eforturi unitare interioare în secţiune în momentul apariţiei fisurilor, substanţial diferită de cea utilizată pentru betonul armat, în timp ce relaţia (7) ia în considerare influenţa betonului întins din secţiunea fisurată, care este neglijabilă în domeniul betonului armat, însă importantă la elementele de beton slab armat.

Trecînd la discutarea în sine a problemei propuse, menţionăm numai că vom utiliza principiile calculului după metoda stărilor limită.

Pînă la ora actuală exploatarea normală a construcţiilor se asigura prin coeficienţi prevăzuţi în norme, care includeau influenţa întregului complex de fenomene care acţionau asupra construcţiei. Evaluarea separată a celor trei grupe principale de influenţe (a coeficientului n de suprasarcină, a coeficienţilor m depinzînd de condiţiile de exploatare a construcţiilor şi a coeficienţilor k de omogenitate a materialului) permite o înţelegere mai intimă a fenomenelor legate de exploatarea construcţiei şi, în acelaşi timp, dă posibilitatea unei aprecieri separate a influenţei diferiţilor factori asupra rezistenţei construcţiei.

Plecînd de la formula generală a metodei stărilor limită:

$$M_{\text{lim}} = \Sigma M_i \cdot n_i \leq \Psi(m,\, k_1 R_1 \cdot k_2 R_2,\, \cdots,\, k_i R_i)$$

şi de la expresiile (6) şi (7) se obţin formulele de calcul sub următoarea formă:

$$\overline{M}_f = m\left(\frac{1}{5} + \mu \frac{(\bar{\varepsilon}_t + \theta)\overline{E}_a}{1{,}5\,\overline{R}_t}\right) bh^2 \bar{R}_t \tag{6'}$$

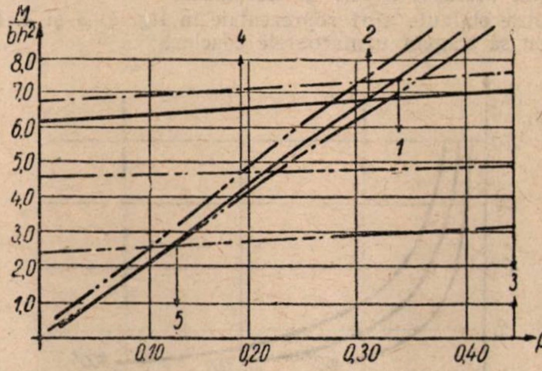


Fig. 1

1. $M_f = M_r$ — expresiile Muraşov-Loleit; *2.* $M_f = M_r$ — expresiile Laupmann; *3.* $\frac{M_f}{k_f} = \frac{M_r}{k_r}$ — după Laupmann ($p = 0{,}465\%$); *4.* $M_f = M_r$ — relaţiile (6) — (7); *5.* $\overline{M}_f = \overline{M}_r$ — relaţiile (6′) — (7′).

şi respectiv,

$$\overline{M}_r = m\left[\omega_1 \frac{\xi^3}{1-\xi}(1-\gamma_1)\frac{\overline{E}_b}{\overline{E}_a} + \frac{\overline{R}_t}{\overline{R}_a}(1-\xi)^2 \omega_2 (1-\gamma_2)\left(\frac{\bar{\varepsilon}_t \cdot \bar{E}_a}{R_a}\right)^2 + \right.$$
$$\left. + \mu (1-\xi) \right] bh^2 \overline{R}_a = bh^2 \overline{R}_a \Phi(\xi), \tag{7'}$$

în care valorile barate reprezintă mărimile de calcul ale deformaţiilor şi rezistenţelor.

Principial, este interesant de precizat dacă în determinarea valorii μ_0 se va porni de la valorile normate sau de la valorile de calcul ale momentelor de fisurare şi de rupere. Precizarea problemei nu prezintă numai o importanţă teoretică, ci, mai ales, o deosebită însemnătate tehnico-economică.

Dacă se ia în consideraţie faptul că momentele de calcul $\overline{M}_f$ şi $\overline{M}_r$ reprezintă teoretic cele mai mici valori posibile ale mărimilor mecanice respective (combinarea cea mai defavorabilă a coeficienţilor de omogenitate a materialelor k cu cei din suprasarcină n şi condiţii de exploatare m) este evident că determinarea procentului optim de armare trebuie să se facă pe baza formulelor de calcul pentru $\overline{M}_f$ şi $\overline{M}_r$ determinate de expresiile (6′) şi respectiv (7′).

Determinarea coeficientului μ_0 prin intermediul valorilor normate ale momentelor încovoietoare M_f şi M_r, redate de expresiile (6) şi (7), are ca urmare obţinerea unor coeficienţi μ_0 intermediari, întrucît caracteristicile mecanice normate reprezintă în ultimă instanţă valorile medii din curba caracteristică Gauss. La o asemenea determinare a coeficientului μ_0, o anumită diminuare a rezistenţei betonului la întindere are ca efect nu distrugerea instantanee a construcţiei, ci deschiderea pînă la o anumită valoare a fisurilor, corodarea armăturii şi distrugerea probabilă a construcţiei sau scoaterea din exploatare.

---

*) Revista *„Industria construcţiilor şi a materialelor de construcţii"*, nr. 8, 1956 şi nr. 2, 1957.

Utilizarea momentelor de calcul M_f şi M_r în locul celor normate M_f şi M_r are ca efect o anumită mărire a dimensiunilor geometrice ale secţiunii, însă are în schimb avantajul unei îmbunătăţiri incontestabile a condiţiilor de lucru şi de exploatare a construcţiei.

Pentru *proiectarea* construcţiilor din beton slab armat determinarea procentului optim de armare μ_0 se va face numai pe baza momentelor de calcul M_f şi M_r.

In continuare, vom analiza influenţa unor anumiţi factori asupra valorii procentului optim de armare.

a) **Influenţa mărcii betonului şi oţelului.** Pentru stabilirea valorii μ_0 a procentului de armare s-au utilizat comparativ atît expresiile (6), (6'), (7), (7') cît şi relaţiile Muraşov-Loleit şi Laupmann.

Datele obţinute sînt reprezentate în fig. 2, 3 şi 4. Ele permit să tragem următoarele concluzii:

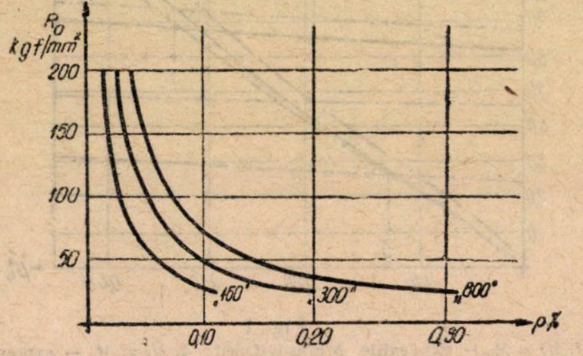


Fig. 2

1. Prin utilizarea oţelurilor, a căror limită de rezistenţă depăşeşte 100 kgf/mm², limita de armare separativă între armobeton şi beton armat se schimbă într-o măsură extrem de redusă. De aici rezultă că, în elementele obişnuite de armobeton, este lipsită de sens introducerea oţelurilor de rezistenţă superioară. In afară de faptul că aceste oţeluri dau întrucîtva rezultate mai slabe în privinţa momentului de fisurare ($E_{a\ dur} < E_{a\ moale}$), introducerea acestor oţeluri duce la o reducere apreciabilă a domeniilor construcţiilor de armobeton în sensul diminuării procentului μ_0. Aceasta se reflectă în ultimă instanţă asupra dimensiunilor geometrice ale secţiunii care se măresc în mod corespunzător.

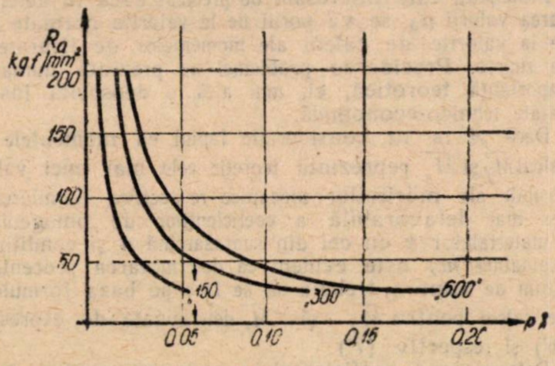


Fig. 3

2. Concomitent cu ridicarea rezistenţei de rupere prin întinderea betonului se măreşte în mod corespunzător şi valoarea limită optimă a procentului de armare. Este interesant de remarcat că R_t se reflectă asupra valorii μ_0 într-o măsură mult mai mare în elementele armate cu oţeluri de calitate inferioară (fig. 3). Explicaţia acestui fapt constă în mărirea participării specifice a betonului întins la rezistenţa generală a elementelor încovoiate, slab armate cu oţeluri de calitate relativ inferioară.

3. Compararea datelor din fig. 2 şi 3 arată că introducerea rezistenţelor normate pentru oţel şi beton în expresiile momentelor de fisurare şi de rupere, măreşte domeniul armobetonului comparativ cu determinarea μ_0 prin utilizarea rezistenţelor de calcul ale acestor două materiale. Diferenţa dintre valorile optime ale procentului de armare prin utilizarea rezistenţelor normate şi de calcul ale materialelor componente (oţel şi beton) se măreşte o dată cu creşterea mărcii betonului. Ultima afirmaţie se explică simplu pe baza curbelor de răspîndire a rezistenţei betoanelor, care arată că ultimele se depărtează în limite mai mari de curba teoretică a lui Gauss pentru mărci inferioare, prezentînd un pronunţat caracter de asimetrie, de unde şi micşorarea valorii coeficientului de omogenitate a betonului „*k*" pentru betoanele de marcă redusă.

4. Rezultatele comparative în ce priveşte determinarea limitei de armare după cîteva formule de calcul mai uzitate (fig. 4) arată că unele dintre ele duc la un consum nejustificate de oţel. Aceasta se referă în special la valorile μ_0 obţinute pe baza formulelor Laupmann, ceea ce şi trebuia prevăzut.

b) **Influenţa pretensionării armăturii.** Datele studiului, concretizate în graficele din fig. 5 şi 6, permit să tragem următoarele concluzii:

1. In comparaţie cu elementele de beton slab armat cu armătură obişnuită, introducerea efectului de pretensionare a armăturii are ca urmare lărgirea domeniului de utilizare a acestor construcţii, efectul pretensionării mărindu-se cu ridicarea gradului de pretensionare notat în expresia momentului de fisurare cu θ.

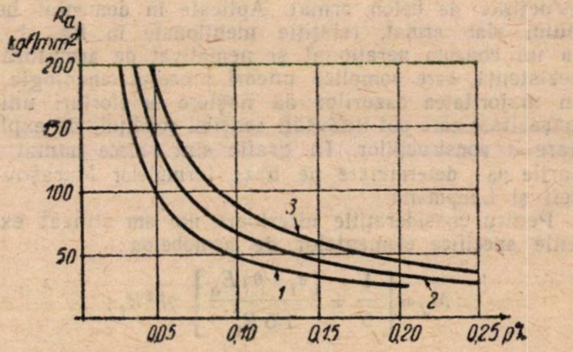


Fig. 4

1. $M_f = M_r$ — expresiile (6) — (7); *2.* $M_f = M_r$ — relaţiile specifice secţiunilor de beton armat (Muraşov-Loleit). *3.* $\frac{M_f}{1{,}25} = \frac{M_r}{1{,}80}$ — expresiile Laupmann. Beton B 300

2. Compararea valorilor limită μ_0 ale procentului de armare, obţinute pe baza formulelor (8) şi (9) propuse de autor, cu cele rezultate din formulele Mihailov-Loleit (fig. 5 curbele *4* şi, respectiv, *6)* arată că diferenţa în ceea ce priveşte μ_0 nu este apreciabilă pentru oţeluri de calitate superioară, dar se măreşte sensibil pentru oţeluri de rezistenţă redusă. Explicaţia constă în efectul aceleaşi participări specifice a betonului, care se măreşte cu micşorarea rezistenţei betonului. După cum s-a arătat într-o lucrare anterioară („Industria Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii", nr. 8/1956), coeficientul de umplere al epurii eforturilor în betonul zonei întinse este mult mai mare în expresia Mihailov decît în cea propusă de autor, şi anume $\omega = 1{,}00$ faţă de $\omega = 0{,}60$ utilizat în expresia (6).

3. Dacă se admite convenţional că coeficienţii de suprasarcină şi condiţiile de exploatare sînt aceleaşi indiferent de natura sarcinii exterioare, se constată că aceşti coeficienţi nu exercită nici o influenţă asupra procentului optim de armare μ_0. Implicit se admite deci că asupra procentului μ_0 au o influenţă predominantă coeficienţii de omogenitate ai oţelului şi betonului. Ul-

tima afirmaţie apropie metoda utilizată de metoda capacităţii de rezistenţă.

Afirmaţiile de la pct. 3 se referă în egală măsură şi la elementele de armobeton cu armătură obişnuită.

4. Utilizarea efectului de pretensionare a armăturii reprezintă mijlocul cel mai indicat în ceea ce priveşte lărgirea domeniului de utilizare a armobetonului, domeniu caracterizat prin valoarea procentului μ_0.

★

Dimensionarea secţiunilor la elementele încovoiate de armobeton nu prezintă diferenţe de principiu în comparaţie cu calculul construcţiilor de beton armat.

Pentru mărci bine determinate de oţeluri (R_a) şi betoane (R) procentul optim de armare μ_0 se determină prin intermediul graficelor de mai sus. Valoarea μ_0 se află pe axa absciselor prin verticala care cade pe această axă din punctul de intersecţie al orizontalei mărcii betonului cu curba corespunzătoare a mărcii betonului sau a gradului de pretensionare a armăturii pentru o anumită marcă a betonului. In fig. 3 procentul optim de armare pentru mărcile $R_a = 5\,000$ kgf/cm² şi B 300 are valoarea $p_0 = 0{,}0575\,\%$.

Conducerea mai departe a calculului nu se deosebeşte cu nimic de calculul obişnuit al secţiunilor de beton armat, aplicat la cazul cînd se cere să se determine secţiunea, fiind cunoscute caracteristicile mecanice ale oţelului şi betonului, cum şi valoarea procentului de armare.

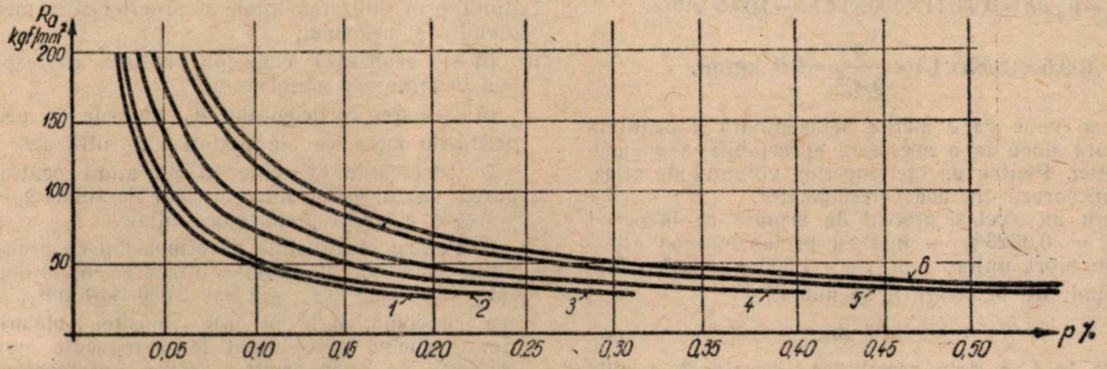


Fig. 5

1. α=0,00; *2.* α=0,20; *3.* α = 0,50; *4.* α = 0,70; *5.* α = 0,90 — **relaţiile (6) — (7)**; *6.* α = 0,70 — **relaţiile din betonul armat Mihailov-Loleit**
Beton B 300.

In aceste construcţii, ca şi în toate celelalte structuri de rezistenţă din alte materiale, trebuie să se tindă pe cît posibil spre o mai bună utilizare a caracteristicilor de rezistenţă ale oţelului şi betonului. Cum s-a arătat anterior, această situaţie se obţine în construcţiile încovoiate de armobeton numai cu condiţia îndeplinirii egalităţii $M_f = M_r$. De aici rezultă că totdeauna coeficientul de armare trebuie să corespundă cu valoarea optimă μ_0 sau să fie, pe cît posibil, cît mai aproape de această limită. Un procent de armare mai redus decît μ_0 trebuie utilizat numai în cazuri speciale, şi anume cînd dimensiunile geometrice ale secţiunii impuse nu permit amplasarea armăturii optime.

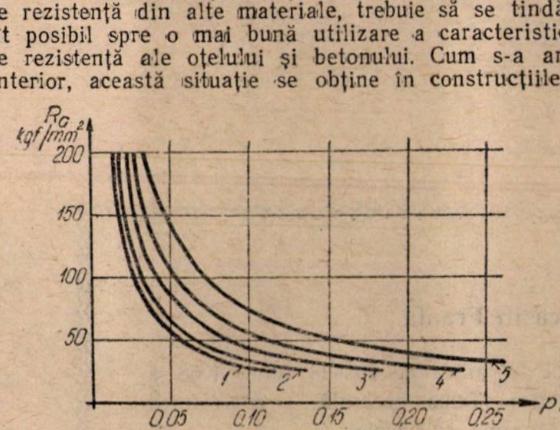


Fig. 6

Relaţiile (6') — (7').
1. **α = 0,00;** *2.* **α = 0,20;** *3.* **α = 0,50;** *4.* **α = 0,70;** *5.* **α = 0,90.**
Beton B 300.

La proiectarea unei construcţii de armobeton sînt cunoscute anticipat caracteristicile mecanice ale materialelor (oţel şi beton). In mod simplist, fără operaţii laborioase şi de lungă durată, se poate determina valoarea procentului optim de armare folosind tabele sau grafice.

In continuare se expune un exemplu numeric caracteristic de calcul al unui element încovoiat de armobeton.

Se cere să se determine înălţimea secţiunii transversale a peretelui unei ecluze cu înălţimea de 26 m. Acţiunea unilaterală a presiunii hidrostatice este determinată de înălţimea unei coloane de apă de 24 m. Se neglijează influenţa greutăţii proprii şi a împingerii pămîntului pe faţa opusă a peretelui. Caracteristicile materialului sînt următoarele:

B 170; $R_t = 15$ kgf/cm²; $R_{ti} = 26$ kgf/cm²; $\sigma_c = 2500$ kgf/cm².

Momentul maxim care acţionează asupra construcţiei este:

$$M = 288 \times 8 = 2\,304 \text{ tm}.$$

Calculul se conduce pentru o fîşie de 1 m lăţime.

1. Pornind de la expresiile de calcul (6') şi (7'), se determină valoarea procentului optim de armare, care este de ordinul $p_0 = 0.0623\%$. Inălţimea secţiunii se determină cu formula (6'):

$$h = \sqrt{\frac{M_f}{b\,\overline{R}_t\left(\frac{1}{5}\,\mu_0\,\frac{\bar{\varepsilon}_t \cdot \bar{E}_a}{1{,}5\,\overline{R}_t}\right)}} = 13{,}22 \text{ m}.$$

Secţiunea necesară de armătură va fi:

$$F_a = \mu_0\, bh = 0{,}000623 \times 100 \times 1\,322 = 82{,}4 \text{ cm}^2.$$

La o greutate specifică a oţelului $\gamma = 7{,}85$ şi coeficient de armare constructiv $\varphi_a = 1{,}1$, consumul de armătură la m³ beton va fi:

$$82{,}4 \times 0{,}785 \times 1{,}1 \times \frac{1}{13{,}22} = 5{,}375 \text{ kg/m}^3.$$

2. Trecînd la dimensionarea secțiunii cu armătură pretensionată. cu aceleași mărci de beton și oțel și cu un efort de pretensionare $\sigma_{a\,ef} = 2\,500\ \alpha = 1\,500$ kgf/cm², se determină valoarea procentului optim de armare $\mu_0 = 0{,}00111$.

Plecînd de la aceeași expresie (6′), se găsește:

$$h = \sqrt{\frac{M_f}{b\overline{R}_t\left(\frac{1}{5} + \mu_0\,\frac{\overline{\varepsilon}_t E_a + \theta\overline{R}_a}{1{,}5\,\overline{R}_t}\right)}} = 9{,}875 \text{ m},$$

de unde rezultă

$$F_a = \mu_0\, bh = 0{,}00111 \times 100 \times 987{,}5 = 109{,}5 \text{ cm}^2;$$

$$109{,}5 \times 0{,}785 \times 1{,}1 \times \frac{1}{9{,}875} = 9{,}6 \text{ kg/m}^3,$$

din care se vede că o mărire neînsemnată a cantității de armătură duce la o micșorare apreciabilă a volumului de beton. Pentru un oțel superior volumul de armătură se micșorează în mod corespunzător.

3. Pentru un același procent de armare ca la pct. 1 rezultă $p = 0{,}0623\%$ — însă cu pretensionarea armăturii la un efort unitar $\sigma_{aef} = 1\,500$ kgf/cm², înălțimea secțiunii de beton va fi de numai:

$$h = 10{,}87 \text{ m},$$

care arată încă o dată necesitatea imperioasă a utilizării armăturii pretensionate. Economia de beton realizată în comparație cu soluția cu armare obișnuită atinge 18%.

Diminuarea secțiunii în ultimul caz se explică numai pe baza unei folosiri mai raționale a caracteristicilor mecanice ale armăturii.

Concluzii

Rezumînd ideile expuse, se pot formula următoarele concluzii de ordin general:

1. Determinarea procentului limitativ superior de armare μ_0 trebuie să se facă pe baza egalității $M_f = M_r$ (în proiectare $\overline{M}_f - \overline{M}_r$), întrucît:

a) corespunde proiectării celei mai economice a secțiunii prin utilizarea totală a proprietăților mecanice ale oțelului și betonului;

b) se realizează condițiile optime de exploatare a construcțiilor de armobeton;

c) valoarea coeficientului μ_0 depinde exclusiv de proprietățile mecanice ale materialelor utilizate.

2. Încercările existente în literatură pentru determinarea valorii μ_0 nu sînt suficient de fundate în ceea ce privește alegerea premizelor inițiale.

3. Pentru construcțiile de armobeton cu armătură obișnuită este indicată numai utilizarea oțelurilor de calitate inferioară ($\sigma_c = 2\,500 \ldots 2\,850$ kgf/cm²); introducerea precomprimării permite folosirea oțelurilor superioare ducînd concomitent la o reducere apreciabilă a secțiunii de beton printr-o mărire insensibilă a procentului optim de armare.

Consfătuire de hidraulică în Franța

Societatea hidrotehnică din Franța organizează în zilele de 23—28 iunie 1958 a cincea consfătuire de hidraulică la Aix-en-Provence. Tema generală a consfătuirii este: *„Turbine și pompe hidraulice“*, avînd următoarele subpuncte:

— *Evoluția tehnologiei turbinelor și a pompelor hidraulice și influența asupra construcțiilor.*

— *Regulator de turbine.*

— *Randamentul turbinelor și probleme de cavitație.*

— *Turbine și funcțiune.*

— *Turbopompe.*

— *Pompe turbinete hidraulice pentru perforări adînci (Turbodrill).*

Rapoartele vor fi prezentate, discutate și, eventual, publicate numai în limba franceză, un rezumat al lor trebuind să parvină societății pînă la 31 oct. 1957. *Informații se pot obține de la „Société Hydrotechnique de France“, 199 Rue de Grenelle, Paris 7.*

Cronică

Considerații statistice asupra activității mondiale de cercetări hidraulice

CZ: 532.31

Cercetările hidraulice sînt la fel de vechi ca și hidraulica; încă de la începutul acestei științe s-au făcut studii experimentale pe baza cărora s-au determinat legi dintre care multe au fost demonstrate matematic abia mult mai tîrziu. Pentru a ilustra aceasta este suficient să amintim principiul lui Arhimede cu peste două milenii în urmă.

Deși cercetări hidraulice au continuat în decursul veacurilor, și în această privință se pot cita, printre altele, studiile efectuate de Leonardo da Vinci (sec. al XV-lea, Galileu (1612) Toricelli (1643), Pascal (1650) și Newton (1686) — ele nu au luat amploare decît spre sfîrșitul veacului trecut, ca o urmare a necesităților de a rezolva o serie de probleme practice puse de dezvoltarea mijloacelor de producție. In această perioadă au început să se dezvolte laboratoarele hidraulice și hidrotehnice, întîi în jurul institutelor de învățămînt superior, și apoi, cu timpul, ca unități independente.

Dezvoltarea teoriei similitudinii și a tehnicii studiilor pe modele reduse ale construcțiilor hidrotehnice a atras după sine un nou avînt al cercetărilor hidraulice, care a dus la înființarea, în preajma celui de-al doilea război mondial, a Asociației Internaționale de Cercetări Hidraulice I.A.H.R. *), cu sediul la Delft (Olanda).

După cel de-al doilea război mondial construcțiile hidrotehnice — în special cele hidroenergetice, de hidroameliorații și cele legate de necesități de navigație — au căpătat o importanță deosebită pe tot globul, însă mai ales în U.R.S.S. și în țările de democrație populară. Numărul laboratoarelor și al institutelor de cercetări afiliate la I.A.H.R. a depășit cifra de 100, în care nu sînt incluse instituțiile cu acest specific din U.R.S.S., R. P. Polonă, R.D.G., S.U.A., Canada, etc.,

In R.P.R. există în prezent 7 instituții de cercetări hidraulice și hidrotehnice, dintre care cea mai mare este Institutul de studii și cercetări hidrotehnice al Comitetului de Stat al Apelor, intrat parțial în funcțiune în 1954

Pe tărîm internațional I.A.H.R. a reușit să organizeze o colaborare a laboratoarelor afiliate și, în plus, a organizat, o dată la doi ani, conferințe internaționale dintre care se pot cita cea de la Stockholm (1949), de la Bombay (1951), cea de la Jowa, organizată în colaborare cu Societatea Americană a Inginerilor Constructori A.S.C.E. (1953), cea de la Haga (1955), precum și a șaptea conferință de cercetări hidraulice organizată anul acesta la Lisabona.

In cele ce urmează se va încerca să se tragă anumite concluzii statistice asupra activității mondiale de cercetări hidraulice pe anul 1955, pe baza datelor publicate de I.A.H.R. în buletinul informativ nr. 11 din august 1956. Deși după cum s-a amintit, în datele asociației nu este reflectată activitatea numeroaselor laboratoare. ele pot totuși da indicații prețioase asupra stadiului de dezvoltare în care se află în prezent cercetările, a tendințelor acestor cercetări, cum și a problemelor a căror rezolvare reprezintă o preocupare a majorității cercetătorilor.

1. Proporția diferitelor laboratoare

Dintre cele 95 de laboratoare, din 29 de țări, afiliate la I.A.H.R. în 1955, lipsesc date asupra a 12 laboratoare printre care: Laboratorul Universității din Liège (director: F. Campus), Laboratorul Central de Hidraulică din Paris (director: J. Laurent), Laboratorul Hawksley din Londra (director: C. M. White), Laboratorul Diviziei de Irigații din Poona și Laboratoarele Neyrpic din Amadora, Portugalia. Dintre institutele nou afiliate în cursul anului, trebuie menționat Laboratorio Hidraulico de la Secretaria de Recursos Hidraulico, Mexico.

Restul de 83 de institute au executat un număr total de 1 079 de lucrări, ceea ce reprezintă o medie de 13 lucrări pe laborator. Repartizarea numărului de lucrări pe institute este indicată în tabela 1.

Tabela 1

Nr. crt.	Număr de lucrări	Laboratoare	%
1	1— 5	27	32,6
2	6—10	31	37,4
3	11—15	9	10,8
4	16—20	4	4,8
5	21—25	4	4,8
6	26—30	2	2,4
7	30—35	2	2,4
8	36—100	2	2,4
9	peste 100	2	2,4
	Total . . .	83	100,0

Din punctul de vedere al numărului de lucrări executate, cele mai mari institute din lume sînt:

1. Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique al Societății de Studii și Aplicații Hidraulice din Grenoble (S.O.G.R.E.A.H.) — Franța, care în 1955 a efectuat 158 de lucrări.
2. Laboratorul Național de Hidraulică al Societății „Electricité de France“, Chatou — 101 lucrări.
3. Institutul de Cercetări pentru Irigații din Lahore, Punjab, Pakistan — 52 de lucrări.
4. Stațiunea Centrală de Cercetări pentru Amenajări de Ape și Energetică din Poona, Bombay, India — 42 de lucrări.

5/6. Institutul Hidrotehnic „Ing. Iaroslav Cerni“ din Avala, Beograd, Jugoslavia — 35 de lucrări.

— Stațiunea de Cercetări Hidraulice a Departamentului de Cercetări Științifice și Industriale din Wallingford, Marea Britanie — 35 de lucrări *).

Este necesar de menționat că din acest punct de vedere Institutul de Studii și Cercetări Hidrotehnice al C.S.A., care a efectuat sau are în curs de studiu cca. 25 de lucrări, s-ar situa printre primele 10 laboratoare din lume.

Din punctul de vedere al organizării științifice a diferitelor laboratoare, se poate constata că din cele 95 de laboratoare afiliate la I.A.H.R., 45 adică 47,4% sînt laboratoare pe lîngă institutele de învățămînt superior, 42 adică 44,2% sînt institute de cercetări independente, în mare parte etatizate, iar restul de 8, adică 8,4%, sînt laboratoare anexe ale diferitelor firme comerciale.

In Austria, Italia, Elveția și Africa de Sud întreaga activitate de cercetări hidraulice este grupată în jurul diferitelor universități. Deși nu cu aceeași exclusivitate, aceeași tendință poate fi remarcată în Germania, cu 71,5%. și în Japonia cu 67% din laboratoarele grupate la universități.

---

*) *International Association of Hydraulic Research.*

*) Descrierea celor două laboratoare franceze precum și cea a Institutului „Iaroslav Cerni“, au fost publicate în două articole ale ing. *M. Lateș* în „Hidrotehnica“, nr. 2/1956 și nr. 2/1957.

Pe de altă parte, în India şi în Pakistan, laboratoarele sînt instituţii de sine stătătoare sau cu caracter industrial, nefiind grupate în jurul institutelor didactice. De asemenea, în Franţa 67% şi în Anglia 89% din laboratoare funcţionează independent de diferitele şcoli.

Faţă de aceste proporţii din alte ţări, în R.P.R. 57% din laboratoare sînt instituţii de studii şi cercetări independente, iar restul de 43% sînt laboratoare cu caracter didactic.

2. Problemele studiate

Problemele studiate de institutele de cercetări hidraulice sînt foarte variate şi complexe; în afară de întregul domeniu al hidraulicii şi al construcţiilor hidrotehnice, ele cuprind şi o serie de probleme ale unor ştiinţe asemănătoare sau legate de ele, cum ar fi: aerodinamica, meteorologie, geotehnica etc.

Din acest motiv o sistematizare a acestor probleme este deosebit de anevoioasă. In tabela 2 sînt indicate diferitele probleme grupate pe categorii de lucrări.

Tabela 2

Nr. crt.	Problema	Număr de probleme	Procente faţă de totalul general	Procente faţă de totalele parţiale	Procente faţă de total în activitatea I.S.C.H.
1	2	3	4	5	6
A	*Probleme de construcţii hidrotehnice*	1631	68,5		61,78
1	Probleme de regularizări şi hidraulică fluvială	233	9,8	100,0	8,83
a	Regularizări	81	—	34,7	
b	Curbe de remuu	4	—	1,7	
c	Coturi	5	—	2,1	
d	Bifurcaţii	6	—	2,5	
e	Confluenţe	13	—	5,5	
f	Construcţii de dirijare a curenţilor: diguri, epiuri etc.	19	—	8,2	
g	Innisipări	3	—	1,3	
h	Scurgeri la poduri	24	—	10,6	
i	Pile	11	—	4,7	
j	Praguri	12	—	5,1	
k	Diferite probleme ale scurgerilor de suprafaţă	9	—	3,9	
l	Generalităţi de hidraulică fluvială	46	—	19,7	
2	Probleme de descărcători şi de ape mari	300	12,5	100,0	8,83
a	Probleme generale de ape mari	63	—	21,0	
b	Deversoare	83	—	27,6	
c	Stăvilare şi clapete	73	—	24.4	
d	Sifoane	11	—	3,7	
e	Goliri	30	—	10,0	
f	Coeficienţi de scurgere ai diferitelor lucrări	10	—	3,3	
g	Lucrări de deviere a apelor	15	—	5,0	
h	Batardouri	9	—	3,0	
i	Evacuări de gheţuri	6	—	2.0	
3	Probleme de disipare a energiei	128	5,4	100,0	8,83
a	Bazine de liniştire	41	—	32,0	
b	Radiere	31	—	24,2	
c	Şicane	7	—	5,5	
d	Salt de schi	10	—	7,8	
e	Diferite probleme de disipatori	39	—	30,5	
4	Probleme de prize şi denisipare	133	5,6	100,0	5,88
a	Prize	110	—	82,7	
b	Denisipatori	23	—	17,3	
5	Probleme de porturi şi de navigaţie	211	8,9	100,0	2,94
a	Porturi	66	—	31,3	
b	Cheiuri şi construcţii portuare	13	—	6,2	
c	Agitaţia apei în porturi	50	—	23,7	
d	Probleme de navigaţie	12	—	5,7	
e	Ecluze	25	—	11,8	
f	Porţi	45	—	21,3	
6	Probleme maritime	98	4,1	100,0	—
a	Estuare	13	—	13,3	
b	Probleme de coastă	12	—	12,2	
c	Probleme de ştranduri (plaje)	4	—	4,1	
d	Diguri şi maluri				
e	Probleme maree	37	—	37.7	
f	Probleme de furtuni	26	—	26,6	
	pe mare	6	—	6,1	
7	Probleme de eroziuni Innisipări	186	7,8	100,0	8,83
a	Eroziuni	122	—	65,6	
b	Innisipări	40	—		
c	Protecţia împotriva			21,5	
	eroziunilor	24	—	12,9	
8	Noduri hidrotehnice (inclusiv problemele de maşini hidraulice legate de ele)	109	4,6	100,0	5,88
a	Centrale electrice	37	—	33,9	
b	Căderi de apă	20	—	18,4	
c	Baraje	8	—	7,3	
d	Uzine de maree	3	—	2,3	
e	Turbine	11	—	10,1	
f	Pompe	8	—	7,3	
g	Ejectoare	3	—	2,8	
h	Cavitaţie	19	—	17,4	
9	Probleme de infiltraţii şi ape subterane	47	2,0	100,0	—
a	Ape subterane	16	—	34	
b	Drenaje	6	—	12	
c	Infitrraţii	3	—	6	
d	Permeabilitate	7	—	14	
e	Porozitate	2	—	4	
f	Diverse alte probleme	13	—	27	

1	2	3	4	5	6
10	Probleme edilitare	26	1,1	100,0	—
a	Alimentări cu apă	5	—	19,2	
b	Captări din puţuri	2	—	7,7	
c	Canalizări	5	—	19,2	
d	Filtre	8	—	30,8	
e	Epurări de ape	6	—	23,1	
11	Probleme de hidromecanizare şi hidrotransport	25	1,0	100,0	5,88
a	Hidrotransport	7	—	28,0	
b	Transport de lemne	18	—	72,0	
12	Probleme de mişcări nepermanente	121	5,1	100,0	5,88
a	Castele de echilibru	42	—	34,7	
b	Oscilaţii	19	—	15,7	
c	Diafragme	16	—	13,2	
d	Lovituri de berbec	16	—	13,2	
e	Canale de fugă	18	—	14,9	
f	Salt hidraulic	10	—	8,3	
13	Probleme de irigaţii	14	0,6	100,0	—
B	*Probleme tematice*	394	16,5	—	18,75
14	Probleme de aluviuni	85	3,6	100,0	8,82
a	Bancuri	7	—	8,2	
b	Turbiditate	2	—	2,3	
c	Transportul solidelor de către valuri	6	—	7.1	
d	Debit solid de fund	37	—	43.5	
e	Debit solid de suspensie	9	—	10,6	
f	Studii asupra materialului de fund în natură şi pe modele	8	—	9,4	
g	Curenţi de densitate	10	—	11,8	
h	Mărimea hidraulică	6	—	7,1	
15	Probleme de valuri	73	3,1	100,0	
a	Probleme generale de valuri	35	—	48,0	
b	Valuri translatoare	10	—	13,7	
c	Valuri staţionare	2	—	2,7	
d	Amortizarea, deferlarea, reflexia şi ridicarea valurilor	22	—	30,1	
e	Valuri produse de vase	1	—	1,4	
f	Propagarea valurilor	3	—	4,1	
16	Probleme de hidraulică generală	171	7,1	100,0	2,94
a	Diferite probleme de scurgere	35	—	20,5	
b	Probleme de rugozitate şi pierderi de sarcini	71	—	41,4	
c	Probleme de turbulenţă şi strat limită	6	—	3,5	
d	Probleme de orificii	3	—	1,8	
e	Probleme de conducte	29	—	17,0	
f	Probleme de canale deschise	22	—	12,9	
g	Probleme de vîrtejuri	5	—	2,9	
17	Probleme ale amestecurilor aer-apă	26	1,1	100,0	–
a	Absorţie de aer	12	—	46,2	
b	Aerare	10	—	38,5	
c	Dezaerare	3	--	11,5	
d	Emulsii	1	—	3,8	
18	Probleme de modelare	39	1,6	100,0	5,88
a	Similitudine	16	—	41,1	
b	Distorsiuni	2	—	5,1	
c	Efect de scară	7	—	17,9	
d	Tehnica modelelor şi metode de calcul al metodelor	14	–	35,9	
C	*Analogii*	11	0,5	—	2,94
19	Analogii electrice	11	0,5	100,0	2,94
D	*Măsurători în natură*	96	4,0	—	—
20	Diferite măsurători în natură	96	4,0	100,0	–
a	Cercetări de lacuri de acumulare	6	—	6,2	–
b	Cercetări de soluri	9	—	9,4	
c	Cercetări hidraulice	81	—	84,4	
E	*Aparataj*	138	5,8	—	11,76
21	Probleme de aparataj de măsură	129	5,4	100,0	5,88
a	Măsurători de viteză şi de debit	56	—	43,5	
b	Măsurători de debit solid	9	—	6,9	
c	Metode electrice de măsurare	9	—	6,9	
d	Metode chimice de măsurare	1	—	0,8	
e	Diferite instrumente de măsurat	39	—	30,3	
f	Probleme de tasări	15	—	11,6	
22	Probleme de aparataj şi instalaţii de laborator	9	0,4	100,0	5,88
a	Generatori de valuri	6	—	66,7	
b	Generatori de maree	1	—	11,1	
c	Probleme de vizualizarea curenţilor	2	—	22,2	

1	2	3	4	5	6
F	*Diverse*	112	4,7	—	5,88
23	Diferite alte probleme studiate în laboratoarele hidrotehnice	112	4,7	100,0	5,88
a	Nave şi hidroavioane	13	—	11,6	
b	Probleme meteorologice	15	—	13,4	
c	Curenţi şi jeturi de aer	18	—	16,1	
d	Stablitatea taluzurilor şi a construcţiilor hidrotehnice	18	—	16,1	
e	Probleme de torenţi	3	—	2,7	
f	Vibraţii	5	—	4,5	
g	Diverse	40	—	35,6	
	Total general	2 382	100,0	100,00	100,00

Numărul total de probleme studiate atinge 2 382, marea majoritate a lucrărilor încheiate, în special cele legate de execuţia diferitelor construcţii hidrotehnice, cuprinzînd mai multe probleme, de exemplu: problemele de descărcări de ape mari sînt de obicei legate şi de disiparea energiei în aval, cele de prize necesită adesea şi regularizări etc.

Problemele de construcţii hidrotehnice reprezintă 68,5% din totalul lucrărilor efectuate. Din acestea, cele cu pondere mai mare sînt problemele de descărcare a apelor mari, de regularizări de porturi şi de eroziuni şi înnisipări, care împreună totalizează 39,0% din numărul studiilor efectuate. Pe de altă parte, problemele de hidrotransport, edilitare, de infiltraţii şi cele speciale de irigaţii (cu excepţia prizelor şi a canalelor magistrale) reprezintă o proporţie de abia 4,7%.

Din probleme tematice, cele mai studiate sînt problemele de hidraulică generală (probleme de scurgeri prin canale şi conducte în special) şi problemele de aluviuni, care, deşi sînt studiate de numeroşi cercetători de mai multe decenii, nu şi-au găsit încă o rezolvare satisfăcătoare. In plus, tind să ia amploare problemele de studiu a valurilor. Aceste trei categorii de probleme totalizează o proporţie de 13,8%.

Deşi au încă o pondere mică, se acordă o mare importanţă măsurătorilor şi studiilor efectuate pe construcţii existente. In sfîrşit, mai trebuie amintit că analogiile electrice reprezintă în momentul de faţă doar 0,5% datorită faptului că ele au devenit un domeniu de sine stătător şi nu mai sînt grupate la un loc cu cercetările hidraulice, ci cu problemele de cibernetică. Acest lucru este ilustrat de înfiinţarea de curînd a Asociaţiei Internaţionale pentru Calculul Analog, cu sediul la Bruxelles.

Pentru a putea compara greutatea specifică a diferitelor probleme studiate la noi în ţară faţă de cea a mediei mondiale, în tabela 2 sînt indicate şi procentele rezultate dintr-o analiză preliminară a activităţii Institutului de studii şi cercetări hidrotehnice al C.S.A. pe primul semestru al anului în curs.

In general, se constată că diferenţele faţă de media mondială sînt minime (de cîteva procente), de unde se poate trage concluzia că orientarea actuală a Institutului de studii şi cercetări hidrotehnice al C.S.A. este justă. Ponderea mai mare pe care o au studiile asupra aparatajului şi instalaţiilor de laborator este justificată pentru un institut care este abia la începutul activităţii sale.

In general, nu se poate spune că există probleme mari care să reprezinte preocuparea unui număr foarte restrîns de laboratoare. Ca excepţie la aceasta s-ar putea cita numai transportul materialelor solide în conducte, studiat doar în Franţa, şi transportul lemnelor (buştenilor) studiat numai în ţările nordice (Finlanda, Suedia).

3. Scările modelelor utilizate

In ceea ce priveşte scările modelelor utilizate, acestea se pot analiza din următoarele puncte de vedere:

— scările modelelor fără distorsiune;
— scările modelelor cu distorsiune;
— distorsiunile admise.

Distribuţia modelelor fără distorsiune după scările utilizate sînt date în tabela 3.

Tabela 3

Distribuţia scărilor modelelor fără distorsiune

Nr. crt.	Scara	Număr de modele	%
1	1 : 1 — 1 : 5	22	6,0
2	1 : 6 — 1 : 12,5	35	9,5
3	1 : 12,5 — 1 : 25	79	21,5
4	1 : 26 — 1 : 50	139	37,8
5	1 : 51 — 1 : 75	42	11,4
6	1 : 76 — 1 : 100	34	9,2
7	1 : 101 — 1 : 200	17	4,6
	Total	368	100,0

Din tabelă se poate observa că aproape 60% din modelele fără distorsiuni au scările cuprinse între 1:12,5 şi 1:50. In general, se constată o tendinţă spre scări din ce în ce mai mari. Astfel, 6% din modele au scările sub 1:5, iar 3% — scara 1:1.

Scara limită pentru modelele fără distorsiuni pare să fie 1:200, deşi această limită nu a fost admisă decît de 6 modele (1,6%) toate construite în Franţa.

Se mai poate constata că scările alese sînt din ce în ce mai mult cifre rotunde sau cel puţin întregi, modelele la scări neuzuale reprezentînd doar 11,4% şi fiind utilizate mai des în Anglia şi în ţările Commonwealth-ului. Dacă din această cifră se mai scad scările alese din cauza sistemului de măsură englez, pentru a permite calcule mai uşoare între unităţile de măsuri britanice, procentul de modele cu scări neuzuale devine neglijabil.

Distribuţia modelelor cu distorsiune după scările în plan utilizate este dată în tabela 4.

Tabela 4

Distribuţia scărilor modelelor cu distorsiune

Nr. crt.	Scara	Număr de modele	%
1	1 : 30 — 1 : 50	5	7,0
2	1 : 51 — 1 : 100	10	13,9
3	1 : 101 — 1 : 200	23	31,9
4	1 : 201 — 1 : 500	17	23,6
5	1 : 501 — 1 : 1000	10	13,9
6	1 : 1001 — 1 : 10000	6	8,3
7	Peste 1 : 10 001	1	1,4
	Total	72	100,0

Se poate constata că limitele de utilizare a modelelor cu distorsiuni variază în limite foarte mari, însă în general sînt cuprinse între scările 1:50 şi 1:500. Modelele cu scări mai mari de cît 1:50 sînt rare şi au fost utilizate numai în trei laboratoare, şi anume: Laboratorul Wallingford, Waterloopkunding Laboratorium, Delft şi Institutul de Hidraulică al Universităţii din Padova.

In schimb, suprafeţele mari de modelat atrag după sine limitarea scării în plan la spaţiul disponibil. Scări mai mici decît 1:2 000 au fost utilizate la Institutul de Cercetări a Resurselor Hidraulice din Budapesta, Waterloopkunding Laboratorium din Delft, Laboratorul Wallingford. Scara minimă utilizată este de 1:50 000 pentru modelul canalului Mînecii construit la Chatou.

In sfîrşit, în ceea ce priveşte distorsiunile, distribuţia modelelor este dată în tabela 5.

In general, se evită distorsiunile mari; 85% din modele au distorsiuni sub 6 şi 43% au distorsiuni sub 3. Modelele cu distorsiuni mari sînt modele cu scările cele mai mici. Distorsiunea maximă este de 100 pentru modelul canalului Mînecii.

4. Concluzii

In concluzie se poate afirma că:

1. In prezent, cu excepţia a cîtorva institute mari, activitatea de cercetări hidraulice se efectuează în laboratoare care studiază sub 25 de probleme simultane.

2. Problemele cele mai studiate sînt problemele de regularizări, descărcătoare de ape mari, porturi, eroziuni şi înnisipări, precum şi problemele de hidraulica scurgerilor sub presiune şi în canale.

3. Pentru modele fără distorsiuni se tinde din ce în ce mai mult (la scări mari, în general sub 1:50; în modelele cu distorsiuni sînt frecvente scările pînă la 1:600. Distorsiunile depăşesc rar valoarea 5.

Tabela 5

Distribuţia distorsiunilor

Nr. crt.	Distorsiunea	Număr de modele	%
1	1,50 — 3,00	31	43.0
2	3,01 — 6,00	33	32,0
3	6,01 — 10,00	9	12,5
4	10,01 — 25,00	7	9,7
5	25,01 — 100,00	2	2,8
	Total	72	100,0

Ing. A. F.

Documentare

Construcţii de baraje de pămînt în India şi Pakistan. „Wasser und Energiewirtschaft", 49 (1957), nr. 4, p. 91—99.

1. Barajul Konar pe rîul Damodar în India are un volum de pămînt de 4 milioane m³ şi o înălţime de 48 m. In partea centrală s-a amenajat un deversor de beton. Construcţia, începută în 1950, a fost dată în exploatare în 1955. Barajul are paramentul amonte înclinat 1:3, iar cel aval 1:2,33—1:2,5. Diametrul maxim al particulelor utilizate a fost de 2 mm, iar procentul de particule fine (sub 0,074 mm) a variat între 16,5 şi 12,7%.

2. Barajul Baran pe rîul Kurum în Pakistanul de Vest, actualmente în construcţie, are o înălţime de 36 m, o lungime de coronament de 1,1 km şi un volum de 2,7 milioane m³. Paramentele amonte şi aval sînt înclinate, respectiv, 1:2,5—1:3 şi1:2. Diametrul maxim al particulelor din sîmburele central a fost de 10 mm, iar proporţia de particule sub 0,074 mm — de 68,2%. In corpul barajului diametrul maxim al particulelor a fost de 150 mm, iar proporţia de particule fine a variat, după zone, de la 25,1% la 9,9%.

Despre modul de elaborare a proiectelor uzinelor hidroelectrice de pe rîul Hinterrhein. „Wasser und Energiewirtschaft", 49, (1957), nr. 2—3, p. 37—63.

La 1 februarie 1956 s-au rezolvat problemele dificile puse de proiectarea uzinelor hidroelectrice de pe Hinterrhein. Primele planuri de amenajare integrală a bazinului au fost întocmite în 1911/14.

Deşi între timp s-au mai propus o serie de planuri, execuţia a fost întîrziată de reglementarea unor probleme de frontieră între Elveţia şi Italia, legate de amenajare.

Uzinele proiectate au următoarele caracteristici:

Caracteristici	Uzina		
	Ferrera	Bärenburg	Sils
	Barajul		
	Valle di Lei	Sufers	Bärenburg
Date hidroenergetice:			
Cădere brută, m	519	321	413
Putere instalată, MW	185	215	230
Energie produsă:			
vara, mil. kWh	—	257	389
iarna, mil. kWh	234	230	307
anual mil. kWh	234	487	696
Debit instalat, m³/s	45	80	70
Aducţie			
Aducţia principală:			
lungime, km	6,84	3,35	13,00
diametru, m	4,20	5,60	5,40
pantă, %	3	6	3
Aducţia secundară:			
lungime, km	6,2+4,5	5,50	—
debit, m³/s	8,3—14,4	48	—
Galeria forţată:			
diametru, m	1x3,30—3	2x3,30—3	2x3.10-2,60
Durata lucrărilor	1957-1962	1959-1963	1957-1961

Efectul suspensiilor asupra condițiilor de scurgere. „Journal of the Institution of Engineers, Australia“, 28 (1956) nr. 4—5, p. 117—118.

Pentru încercările pe modele ale portului Rockhampton (Queensland) s-au efectuat încercări cu un lichid cu altă viscozitate decît apa. La început s-a încercat să se utilizeze argilă în suspensie, procedeu care nu a dat rezultate. In cele din urmă s-a utilizat o soluție de silicat de sodiu prin care s-a reușit să se mărească viscozitatea de șase ori.

Pentru determinarea diferenței dintre rezultatele obținute cu argilă în suspensie și apă s-au efectuat încercări asupra disipării de energie a unui pendul de torsiune. S-a constatat un efect mult mărit de disipare a suspensiei față de soluția cu aceeași densitate. Cercetările continuă.

Planificarea gospodăririi apelor în Cehoslovacia. „Wasserwirtschaft, Wassertechnik“, 7 (1957), nr. 4, p. 142—146.

Gospodărirea apelor în Cehoslovacia este reglementată prin planul de stat pentru gospodărirea apelor, care ține seamă de utilizările complexe hidraulice și de satisfacerea necesităților diferiților consumatori.

Pe anul 1957 se prevede un necesar de apă de 3 710 milioane m³, repartizat astfel:

Industrie	1 545	mil m³	41,9%
Agricultură	858	mil m³	23,0%
Apă pentru centrale termice	730,5	mil m³	19,7%
Transport	54	mil m³	1,4%
Gospodărirea generală a apelor	459,0	mil m³	12,3%
Alți consumatori	63,5	mil m³	1.7%

Investițiile de construcții hidrotehnice au crescut simțitor. Luînd ca bază anul 1947, primul an de economie planificată, investițiile au crescut în modul următor:

Anul	%
1947	100
1948	136
1949	196
1950	353
1953	537
1955	688
1960	960 (planificat).

Repartiția acestor investiții pe diferite categorii de lucrări este următoarea:

	În primul plan cincinal	În 1956 %
Construcții hidroenergetice	38,0	37,32
Baraje (cu utilizări multiple)	9,3	10,75
Navigabilitate și regularizări	22,7	5,73
Alimentări cu apă	10,5	24,27
Canalizări și epurări de ape	7,4	13,75
Hidroameliorații	9,7	1,92
Diverse	2,4	6,26

Barajul Valle di Lei. „Wasser und Energiewirtschaft“ 49, (1957), nr. 2—3, p. 76—82.

In articol se descriu studiile făcute de inginerii Soc. Motor-Columbus din Baden. Tipurile studiate sînt:

1. *Barajul, de greutate cu rosturi lărgite — Proiectul inginerului Juillard.* Panta paramentului amonte 1:0,02; panta paramentului aval 1:0,77; lungimea coronamentului 563 m; volumul de beton V_b = 1 250 000 m³.

2. *Baraj în arc — Proiectul inginerului Gicot.* Tipul: arc cilindric. Lungimea coronamentului 650 m, grosimea coronamentului 7,00 m; grosimea la cheie a bazei 44,60 m; volumul de beton V_b = 1 040 000 m³.

3. *Baraj în arc cu dublă curbură — Proiectul inginerului Gicot.* Lungimea coronamentului 640 m. grosimea coronamentului 7,00 m; grosimea la cheie a bazei 36,0 m; volumul de beton V_b = 1 000 000 m³.

4. *Baraj de greutate.* Panta paramentului amonte 0,05; panta paramentului aval 0,70; lățimea coronamentului 7,0 m; lățimea la bază 102,6 m; lungimea coronamentului 563,0 m.

5. *Baraj de pămînt. Varianta I cu mască centrală.* Panta paramentului amonte 1:2—1:2,5; panta paramentului aval 1:2; volumul barajului 10,0 milioane m³.

6. *Baraj de pămînt. Varianta II cu mască în jumătate amonte.* Panta paramentului amonte 1:2—1:2,5; panta paramentului aval 1:1,75; volumul barajului 8,8 milioane m³.

7. *Baraj de pămînt. Varianta III cu mască amonte.* Panta paramentului amonte 1:1,75; panta paramentului aval 1:1,6; volumul barajului 7,7 milioane m³.

Comparația între diferitele baraje este dată în tabela 1.

Tabela I

Studiu comparativ al barajelor studiate

Tipul	Volumul barajului		Timp de construcție, ani	Preț, %
	mil. m³	%		
Baraj de greutate cu rosturi lărgite	1,25	80	6	81
Baraj în arc cilindric . .	1,00	65	5—6	76
Baraj în arc cu dublă curbură	0,75	49	5	64
Baraj de greutate . . .	1,55	100	7	100
Baraj de pămînt—Var. I	10,00	640	7	82
Baraj de pămînt—Var. II	8,80	570	7	86
Baraj de pămînt—Var.III	7,70	500	7	72

Studii de laborator asupra valurilor datorite vîntului în apă de adîncime mică. „Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Journal of the Waterways an Harbour Division“ 83, (1957), nr .WW 1, p. 1—32.

Articolul descrie efectul și condițiile valurilor produse de vînt în apă de mică adîncime, studiate într-un laborator.

In prima parte se expun aspectele teoretice ale problemei și formulele la care au ajuns Hellstrom, Langhaer, Keulegan, Thijsse și Saville.

In restul articolului se descriu experiențele efectuate. Aceste experiențe au fost făcute cu fund neted și rugos, precum și cu rugozități care să simuleze vegetația. Rezultatele indică o creștere sensibilă cu rugozitatea a amplitudinii valurilor în cazul apelor foarte puțin adînci. Fenomenul este mai pronunțat pentru viteze mai mari ale vîntului. Pentru ape cu o adîncime mai mare, fenomenul e mai puțin important.

La adîncimea minimă de 1,5 cm, amplitudinea a fost cu 10% mai mare pentru fundul rugos și cu 20% mai mare pentru fundul cu rugozitatea similară vegetației.

S-au efectuat în plus și cercetări asupra forței tangențiale în funcție de viteza vîntului.

Comparație între diferite tipuri de baraj pentru amplasamentul Valle di Lei, „Wasser-und Energiewirtschaft", nr. 2—3/1957.

Locul de amplasare al barajului Valle di Lei la frontiera italo-elvețiană, în cadrul amenajării hidroenergetice binaționale a consorțiului Hinterrhein, este unul din cazurile particulare în care condițiile topografice și geologice permit execuția unor tipuri foarte variate de baraj și unde soluția este fixată numai pe considerente economice și militare. Proiectanții părții elvețiene au elaborat seria de variante descrise mai jos.

1. *Baraj de greutate; proiect. ing. H. Juillard.* Acest baraj este un tip de tranziție între profilul clasic și cel evidat și care este deja construit și prevăzut la alte amenajări. Barajul comportă 31 elemente a cîte 11, 17 și 20 m lățime, despărțite prin goluri de 5 m lățime care reduc volumul de beton cu cca 20%. La partea superioară elementul de beton are secțiune plină și capătă la coronament o lățime de 7 m impusă de autoritățile militare. Betonul însumează un volum total de 1 250 000 m³ și, datorită eforturilor mici de compresie, poate avea un dozaj relativ slab, cu excepția celor două paramente.

2. *Baraj în arc; proiect ing. H. Gicot.* In profilul caracteristic de V al văii, avînd raportul înălțime/lățimea coronamentului egal cu 1/4, se pretează barajul în arc cu secțiune orizontală parabolică, în două variante, arc simplu și arc cupolă. La tipul în arc simplu paramentul amonte este parțial vertical și parțial (la partea inferioară) în consolă cu înclinarea 10:1. Paramentul aval are înclinarea 2.8:1.

Tipul în arc cupolă se caracterizează printr-un profil cu o pronunțată înclinare spre aval, ajungînd la o săgeată de cca 45 m la cheie și îndreptîndu-se pînă aproape de verticală la nașteri. Parabolele din secțiunile orizontale au raze de curbură micșorîndu-se spre piciorul barajului.

La caracteristici geometrice foarte apropiate între ele dar avînd secțiunea la bază de 35 m față de 45 pentru tipul în arc simplu, barajul în arc cupolă comportă un cubaj de beton de 1 000 000 m³ față de 1 040 000 m³ pentru o aceeași înălțime de 140 m.

Pe baza calculului simplificat făcut pentru o consolă verticală în 7 secțiuni orizontale, în care s-au introdus ca sarcini greutatea proprie, împingerea apei și o variație de temperatură de la +10⁰ la —5⁰C, s-au căpătat rezistențele de mai jos:

Baraj:	Arc		Cupolă	
	compresiune	tensiune	compresiune	tensiune
în arc simplu . . .	76	30	69	18
în arc cupolă . . .	52	15	74	14

3. *Proiectul Motor-Columbus A.—G.* Acest proiect preconizează ca baraj tipul de anrocamente cu trei variante, funcție de poziția elementului care realizează etanșeitatea: cu sîmbure central, cu sîmbure amonte înclinat și cu mască amonte. Primele două variante sînt asemănătoare în privința elementelor folosite: sîmbure etanș, dintr-un amestec de pietriș, nisip și bentonit 4% sau opalinuston 16%, filtre de ambele părți ale sîmburelui și drenaj orizontal la piciorul acestuia, din nisip și pietriș după o prealabilă sortare, și în fine umplutură în baraj și blocaje la piciorul paramentelor și pe paramentul amonte, din piatră de diferite dimensiuni. Se folosește material local din carierele de aluviuni din cuveta lacului (care furnizează 2/3 din necesar), din pîraiele adiacente, din morene și stînci căzute și din cariere amenajate în acest scop.

Tipurile cu sîmbure central și înclinat necesită baraje de 10 milioane și respectiv 8,8 milioane m³.

Masca amonte a variantei a treia este prevăzută din două straturi de beton asfaltic cuprinzînd între ele un drenaj din pietriș aglomerat cu bitum și reazemă pe o vatră de beton în care se află galeria de vizitare cu rigolele de colectare a infiltrațiilor. In această variantă agregatul pentru betonul asfaltic și pentru vatra de beton este obținut dintr-o carieră vecină cu barajul. Volumul de construcție este de 7,7 milioane m³.

Compararea variantelor. Comparația de cost a variantelor din proiectele elvețiene s-a făcut aducînd în discuție și tipul de baraj de greutate clasic elaborat în același scop în 1948 și considerat etalon. Acesta este cel mai scump, comportă cel mai mare volum de beton și se execută în maximum de timp adică în 7 ani. Cu toate că poate furniza energie înainte de terminarea lucrării, este dezavantajos față de tipurile de anrocamente dintre care cel cu mască de beton asfaltic rezultă cel mai convenabil (cheltuieli totale 72% față de barajul etalon neținînd seamă de energia produsă între timp și 83% ținînd seamă de aceasta).

Tipul de baraj care s-a impus și a cărui construcție va începe anul viitor (1958) este cel în arc cupolă cu un timp de execuție de 5 ani, un volum de beton de 49% și preț de cost 64% față de barajul etalon.

Modelarea hidraulică a unui bazin de răcire al unei centrale termoelectrice din Ungaria, „Hidrolágiai Közlöny", nr. 2 (1956).

La cererea Biroului de proiectare a centralelor electrice, Laboratorul de hidraulică al Catedrei a II-a de hidrotehnică de la Institutul politehnic din Budapesta a efectuat — sub conducerea prof. dr. E. Mosonyi și E. Kertai — studiul pe model hidraulic al bazinului de răcire de la o centrală termoelectrică.

Ideea de bază a studiului a fost că se poate obține o creștere a randamentului de răcire a bazinului, prin îmbunătățirea condițiilor de curgere, respectiv prin micșorarea zonelor de apă moartă, cu vîrtejuri, ale bazinului .

Sarcina laboratorului a fost de a stabili măsurile necesare unei îmbunătățiri substanțiale a aspectului liniilor de curent în bazin.

In acest scop, la cererea cercetătorilor, biroul de proiectare a centralelor electrice a pus la dispoziție fotografii ale liniilor de curent de suprafață și datele citirilor la o rețea de măsurat variația temperaturii apei în diferitele puncte ale bazinului.

In plus, se cunoaște debitul de apă de răcire care circulă în bazin. Căderea de nivel de-a lungul curentului, între punctul de priză al apei și punctul de restituire în bazin, nu a putut fi măsurată, ea reprezentînd în total abia cîteva zecimi de milimetru.

Lucrarea de cercetare s-a efectuat în următoarele etape:

a) Proiectarea și executarea modelului.
b) Realizarea similitudinii modelului cu natura.
c) Incercările pe model.

a) Din motive economice, era nevoie ca modelul să fie de dimensiuni reduse. Deoarece la un model nedeformat regimul turbulent se obținea numai pentru o scară a lungimilor $\alpha_l = 20$, s-a recurs la un model deformat, cu scara $\alpha_l = 250$ și cu cea a adîncimilor $\mu_h = 60$.

Spectrul liniilor de curent din natură s-a obținut pe model, variind scara debitelor cu rugozitatea suprafeței.

Modelul a fost executat cu fund fix din beton, pe un pat de pietriș, cu relieful modelat prin profile transversale. Rugozitatea inițială a suprafeței de beton a fost realizată printr-un pietriș cu diametrul 3+5 mm. Alimentarea cu apă a modelului s-a făcut dintr-un rezervor de măsură prevăzut cu deversor Thompson.

b) Pentru obținerea similitudinii cu natura, pe model s-a procedat la ajustări succesive ale rugozității.

Intre altele, pentru mărirea rugozității s-au folosit și bucățele de tablă de 0,50 cm lățime, înfipte în beton după un caroiaj cu latura de 4,3 cm, respectiv 6,0 cm, conform practicii laboratoarelor hidraulice franceze (v. la „Houille Blanche", nr. 1/1950, p. 59, „La rugozité dans les modèles à fond fixe fortement distordus"). Rugozitatea necesară a fost dată de caroiajul cu latura 4,3 cm, în acest caz pe model realizîndu-se spectrul curentului concordant cu cel din natură.

Turbulența curentului în diferitele părți ale modelului era pusă în evidență cu ajutorul coloranților (soluție de hipermanganat de potasiu), iar spectrul liniilor de curent de suprafață cu confeti și plutitori luminoși fotografiați cu expunerea repetată pe același clișeu.

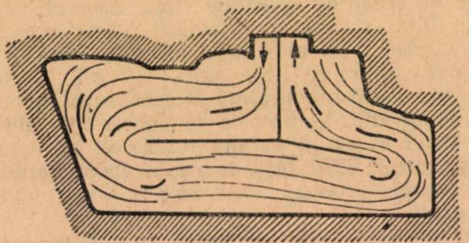


Fig. 1. Dispoziția optimă.

Față de situația inițială, cea mai bună dintre toate soluțiile a fost amenajarea unui sistem de elemente deflectoare și de dirijare a curentului, lung de cca 930 m, aproximativ paralele, cu direcția curentului principal.

Acest sistem a permis ca zonele de apă moartă ale prototipului să fie reduse foarte mult (cca. 52%) în raport cu situația inițială.

Cercetări cu modele de porturi în Anglia, „Schiff und Hafen", februarie 1957, pag. 145.

Intre cercetările în curs de efectuare la Institutul hidrografic din Wallingford, Anglia, se numără și experimentarea modelului unui port ce urmează să fie construit în statul Ghana. In interiorul unui bazin ce ocupă cam suprafața unui teren de tenis, a fost reprodusă o porțiune de coastă lungă de 3,9 km, porțiunea respectivă de mare întinzîndu-se în larg pe o distanță de 2,1 km. Un aparataj special permite reproducerea oricărei stări a mării. Au fost cercetate efectele furtunilor, valurilor și mareelor asupra diferitelor tipuri de spargevaluri. Un prim rezultat al acestor cercetări a fost constatarea că spargevalul inițial proiectat poate fi scurtat cu 150 m, ceea ce înseamnă o economie de 140 000 lire sterline.

Utilizarea izotopilor radioactivi pe șantierul uzinei hidroelectrice Stalingrad, „Ghidrotehnicescoe Stroitelstvo", nr. 2 1957, p. 26—27.

Pe șantierul uzinei hidroelectrice Stalingrad de pe Volga s-au pus probleme complicate de urmărire a fluxului apelor subterane, a transportului cimentului și pulpei prin conducte. Această urmărire este dificilă prin metodele obișnuite.

In acest scop au fost utilizați cu succes izotopii radioactivi și metoda atomilor marcați.

Dăm mai jos aplicațiile și rezultatele obținute pe șantierul acestei hidrocentrale ca rezultat al utilizării izotopilor radioactivi.

Principalele aplicații pot fi grupate astfel:

a) Consistența pulpei de la drăgi se controlează pe baza gradului de absorbire a radiațiilor de la emițătorul cu cobalt — 60.

b) Incă din anul 1955 s-au ales parametrii optimi ai presiunii aerului și vidul de care depinde productibilitatea conductelor pentru transportul pneumatic al cimentului. Conductele cu aer sub presiune transportă cimentul pe o distanță de 100 m și la o înălțime de 15 m pînă la silozuri.

Vitezele cimentului în conducte s-au măsurat cu ajutorul izotopului Crom-51 în două moduri: prin amestecarea cu o anumită cantitate de ciment praf, care apoi se injecta în conductă, și cu ajutorul pachețelelor conținînd izotopul Cr-51, care se introduceau în conductă. S-au determinat timpul la intrarea amestecului în conductă și timpul la trecerea în dreptul unui contor de tipul B-1. Ca rezultat s-a putut stabili relația între viteza cimentului în diferite puncte ale conductei funcție de presiunea aerului și de vidul creat de pompe.

c) Măsurarea debitelor pompelor de epuisment de la fundația barajului s-a făcut cu ajutorul izotopului Iod-131 în soluție de iodură de sodiu (NaI). Această soluție diluată cu apă s-a introdus în orificiul pentru manometre în diferite puncte ale colectorului. Contoarele de radiații s-au montat pe conducte avînd grosimea pereților de 15—20 mm, care sînt perfect transparenți pentru radiațiile γ. Rezultatele observațiilor au permis să se deducă faptul că numărul și puterea pompelor și a motoarelor era cel puțin dublu în raport cu necesitățile la ape mari. Utilizarea debitmetrelor obișnuite a fost practic imposibilă, acestea fiind sensibile la compoziția chimică a apei care conținea hidroxid feros $[F_2(H)_3]$.

d) S-au determinat infiltrațiile în batardourile de punere pe uscat a fundației. In acest scop s-au utilizat izotopii radioactivi Cesiu-134, Zirconiu-95 și Iod-131 care, sub forma de săruri, s-au dizolvat în apă și s-au introdus în puțurile piezometrice. Apoi cu ajutorul contoarelor mobile pentru radiații γ și β s-a urmărit scurgerea apei în corpul barajului și ieșirea apei pe parament.

La studiul infiltrațiilor în baraje și batardouri, precum și la exploatarea acestora vor trebui să se prevadă puțuri în corpul barajului pentru introducerea substanțelor radioactive.

e) Pe șantierul acestei hidrocentrale s-au pus la punct metode de gamagrafiere a construcțiilor metalice cu ajutorul izotopului sursă Cobalt-60 și Iridiu 114.

f) Se află în proces de experimentare și aplicare a radiațiilor γ pentru urmărirea procesului de turnare și măsurarea densității betonului.

Din aplicațiile și experiențele executate pe acest șantier hidrotehnic al izotopilor radioactivi, rezultă că aceste metode au o mare perspectivă nu numai prin cost și operativitate, dar și prin faptul că permit urmărirea unor procese care prin alte metode nu sînt practic posibile.

Țevi de joasă presiune din politenă, „British Plastics", februarie 1957, pag. 77.

Autoritățile germane cer ca țevile de material plastic să dea aceleași rezultate ca și cele de oțel. Practic ar însemna deci ca țeava să funcționeze satisfăcător timp de 50 de ani la 0,7 kg/cm^2 și 20°C. Cum asemenea garanție nu poate fi dată la ieșirea din fabrică, uzinele producătoare trebuie să impună anumite limitări la utilizarea țevilor livrate de ele. Astfel, uzinele Hoechst nu recomandă țevile lor din politenă Hostalen GF.1. decît pentru transportul apei reci. Mari cantități de țevi din politenă se află în exploatare în Germania pentru instalații de joasă presiune și rezultatele au fost satisfăcătoare. La un lot de 30 000 m s-a constatat o singură defecțiune și aceea atunci cînd din greșeală s-a introdus în țeavă abur viu. Uzinele Hoechst vor pune în curînd în comerț țevi dintr-un nou material numit GM. 510 și care combină un punct înalt de topire cu o greutate moleculară ridicată.

Országos Műszaki Könyvtár TULAJDONA

Recenzii

*** * *: Culegere de lucrări asupra barajelor cu pile,** „Slovenské vydavatelstvo technickej literatury", Bratislava, 1955.

Acest volum, scris de un colectiv de 15 ingineri slovaci, a apărut în Editura pentru literatură tehnică slovacă din Bratislava, în decembrie 1955. In cadrul celor 25 de capitole se tratează, la un nivel tehnic-ştiinţific înalt, cele mai importante probleme practice şi teoretice referitoare la barajele cu pile. După cum rezultă din introducere, scopul acestui lucrări este acela de a strînge şi de a prezenta, într-un timp cît mai scurt, un bogat material documentar care să uşureze aplicarea barajelor cu pile — recunoscute drept construcţii sigure şi economice — şi în Cehoslovacia.

In cap. I se prezintă diferitele tipuri de baraje cu pile sau contraforturi (baraje evidate, cu pile-ciupercă, cu plăci de beton armat, cu bolţi multiple, cu cupole multiple) şi se descriu elementele lor componente.

In cap. II se dau scurte monografii referitoare la cele mai recente baraje cu pile construite în diverse ţări, insistîndu-se asupra elementelor caracteristice şi asupra economiilor realizate.

In cap. III se tratează despre problema fundării barajelor cu pile, în funcţie de condiţiile geologice. Se indică metodele de fundare pe roci tari şi pe roci mai puţin rezistente, precum şi procedeele moderne de consolidare şi impermeabilizare.

In cap. IV se descriu pe scurt fazele caracteristice ale execuţiei unui baraj: cercetarea materialelor de construcţie, devierea apelor, excavaţiile, betonarea etc.

In cap. V se tratează despre problemele legate de organizarea şantierului: transporturile cu diverse mijloace, atelierele, staţiile de compresoare, instalaţiile electrice, instalaţiile pentru fabricarea betonului etc. Apoi se prezintă scheme şi fotografii interesante referitoare la execuţia a 28 de baraje cu pile.

In cap. VI se fac unele consideraţii în legătură cu barejele executate din elemente prefabricate, insistîndu-se asupra dimensionării pereţilor de reţinere şi asupra asamblării lor, asupra posibilităţilor de a se realiza pile prefabricate etc.

In cap. VII se dezvoltă problema organizării şantierului în vederea construirii barajelor din elemente prefabricate. La început se descriu procedeele moderne de realizare a prefabricatelor din beton armat şi apoi a celor din beton precomprimat. Se indică apoi procedeele de realizare a betoanelor vacuumate şi se descriu operaţiile de transport şi montaj ale elementelor prefabricate.

In cap. VIII se prezintă pe scurt problema tehnologiei betoanelor pentru barajele cu pile. Se arată calităţile betoanelor şi ale materialelor care intră în compoziţia lor (agregate, cimenturi, apă, adaosuri).

In cap. IX se tratează problema vibrării betoanelor pentru barajele cu pile. Se scot în relief prin cifre practice efectele vibrării de suprafaţă şi în masa betonului şi se fac propuneri asupra modului de vibrare a elementelor subţiri.

In cap. X se studiază cofrajele necesare barajelor cu pile. Prin schiţe amănunţite se arată cum se cofrează diferitele elemente componente, începînd cu pilele şi terminînd cu pereţii de reţinere. Se indică materialele obişnuite care servesc la confecţionarea cofrajelor speciale (metalice, mixte, absorbante, de beton etc.).

In cap. XI se examinează rosturile barajelor cu pile, şi anume: rosturile de dilataţie, cu diversele dispozitive de etanşare, şi rosturile de lucru cu tratamentele corespunzătoare.

In cap. XII se examinează armăturile necesare barajelor cu pile. Se arată avantajele pachetelor de armături sudate, portante sau nu, pentru pile, pereţi de reţinere şi contravînturi.

In cap. XIII se fac consideraţii amănunţite referitoare la proiectarea economică a bolţilor de reţinere, a pilelor-ciupercă, a fundaţiilor izolate şi continue, a radierelor, a pilelor şi a distanţei dintre pile. Textul e însoţit de formule şi tabele rezumative interesante.

In cap. XIV se arată modul în care se evaluează diferitele forţe care acţionează asupra barajelor.

In cap. XV se face o expunere teoretică asupra modului în care se propagă căldura printr-un corp solid şi se arată apoi care sînt relaţiile cu ajutorul cărora se pot determina variaţiile de temperatură în diferitele elemente componente ale barajelor cu pile. Textul este completat cu cifre practice şi diagrame de calcul.

In cap. XVI se fac unele consideraţii referitoare la determinarea înclinării paramentelor pilelor, astfel încît ele să fie stabile la alunecare şi răsturnare. Se dau cîteva exemple de calcul.

In cap. XVII se tratează pe larg problema acţiunii apei de infiltraţie asupra fundaţiilor barajelor cu pile. Se prezintă, sub aspect teoretic şi practic, metodele de determinare a subpresiunilor şi de verificare a stabilităţii la alunecare în diferite cazuri. Se indică măsurile de protecţie împotriva acestor fenomene.

In cap. XVIII şi XIX se dezvoltă metodele de calcul static al arcelor circulare încastrate cu un centru, respectiv cu trei centre (mîner de coş). Utilizînd metoda lucrului mecanic virtual, se determină expresiile deformaţiilor şi ale necunoscutelor static nedeterminate, în diverse ipoteze de încărcare.

In cap XX se examinează din punct de vedere static problema efectelor încastrării în fundaţie (după directricea inferioară) a unei bolţi cilindrice. Prin intermediul unui exemplu practic se arată mărimea şi repartiţia eforturilor provocate de acest fenomen.

In cap. XXI se aplică metoda reţetelor în vederea determinării eforturilor provocate de presiunea hidrostatică şi de presiunea apei în pori, în peretele de reţinere al barajelor evidate. Conţinutul capitolului este interesant şi reprezintă un exemplu clasic de rezolvare a unei probleme de elasticitate prin diferenţe finite.

Cap. XXII şi XXIII cuprind consideraţii teoretice referitoare la calculul pilelor de formă triunghiulară. In primul capitol se prezintă teoriile recente asupra comportării terenului de fundaţie, considerat ca mediu elastic, iar în al doilea, se deduc prin elasticitate eforturile care acţionează în pilele triunghiulare de grosime variabilă.

Cap. XXIV cuprinde o amplă şi interesantă tratare a calculului static al fundaţiilor barajelor cu pile. Se analizează fundaţiile pe blocuri independente, fundaţiile din radiere, considerate ca grinzi-pereţi pe mediu elastic.

In cap. XXV se fac cîteva consideraţii asupra încercărilor pe modele statice şi, în special, asupra încercărilor referitoare la barajele cu bolţi multiple.

★

După cum este cunoscut, barajele cu pile reprezintă, în anumite condiţii, construcţii caracterizate de o siguranţă şi economicitate mărită faţă de alte tipuri de baraje. In vederea cunoaşterii şi aplicării lor şi în ţara prietenă, colectivul de ingineri slovaci a elaborat acest material care umple în mod substanţial un gol ce se resimţea în acest domeniu. El poate servi unor largi cercuri de ingineri, tehnicieni şi studenţi.

Prin conţinutul bogat şi varietatea problemelor, prin documentarea amplă folosită de autori şi prin forma exterioară îngrijită şi atrăgătoare, volumul de faţă constituie o reală contribuţie la cunoaşterea barajelor cu pile.

Conf. ing. **R. Prişcu**

„REVISTA HIDROTEHNICA", organ al Asociaţiei Ştiinţifice a Inginerilor şi Tehnicienilor din R.P.R. — Redacţia: Bucureşti, Str. Ion Ghica Nr. 3, Raion Tudor Vladimirescu, Telefon: 3.07.30 — 3.57.28 — Administraţia şi Casieria : Calea Victoriei. Nr. 118, Raion I. V. Stalin — Revista este editată de A. S. I. T. — Abonamentele se primesc la sediile filialelor şi subfilialelor A.S.I.T. din întreaga ţară precum şi prin responsabilii cu presa din cercurile A.S.I.T. — Instituţiile pot achita abonamentele pentru biblioteci şi cabinetele tehnice în contul nostru de virament: Consiliul Central A.S.I.T. 071.012 B. R. P. R. Filiala I. V. Stalin, Bucureşti. — Tarif penrtu întreprinderi: lei 96 anual; — Tarif pentru muncitori, tehnicieni şi ingineri: lei 30 anual; — Preţul unui exemplar: lei 5.

Intreprinderea Poligrafică Nr. 2, Bucureşti, str Brezoianu nr. 23—25, c. 2551

5 lei

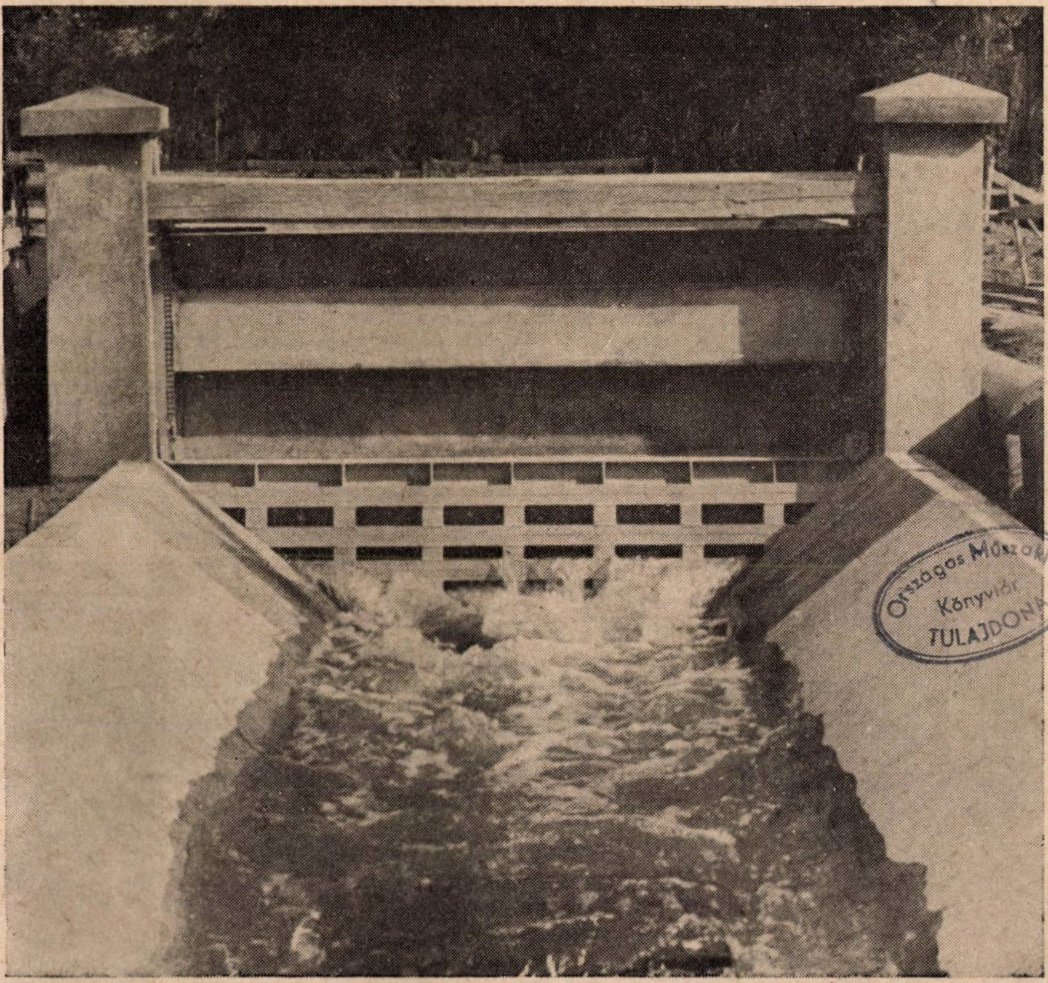
E 1687

KAT

HIDROTEHNICA

ORGAN AL ASOCIAȚIEI ȘTIINȚIFICE A INGINERILOR ȘI TEHNICIENILOR DIN R. P. R.

Institutul de Documentare Tehnică
BUCUREȘTI
ОБМЕН - CSERE
VYMENA - WYMIANA
TAUSCH - CMEHA



Országos Műszaki Könyvtár TULAJDONA

6

noiembrie-decembrie

• AMENAJAREA ȘI GOSPODĂRIREA APELOR • AMELIORAȚII • HIDROENERGETICA
• CĂI NAVIGABILE ȘI PORTURI • ALIMENTĂRI CU APĂ CANALIZĂRI

1957

ANUL II
1957

HIDROTEHNICA

Nr. 6
noiembrie-decembrie

ORGAN AL ASOCIAȚIEI ȘTIINȚIFICE A INGINERILOR ȘI TEHNICIENILOR DIN R. P. R.

COMITETUL DE REDACȚIE

Prof. dr. ing. **C. Mateescu** redactor responsabil, prof. dr. ing. **A. Bărglăzan**, prof. ing. **V. Blidaru**, conf. ing. **J. Boisnard**, conf. ing. **D. Cioc**, conf. ing. **Al. Diaconu**, prof. ing. **I. M. Gheorghiu**, conf. ing. candidat în șt. tehn. **M. Kahan**, ing. **M. Lateș**, prof. ing. **H. Lehr**, conf. ing. **I. Manoliu**, conf. ing. **A. Melzer**, prof. ing. **P. Nicolau**, prof. dr. ing. **D. Pavel**, conf. ing. **R. Prișcu**, conf. ing. **P. Trofin**, ing. **P. Wisner**, ing. **E. Zaharescu**

SUMAR

Pag.

A X-a aniversare a Republicii Populare Romîne 243

Cercetările hidraulice în activitatea hidrotehnică din R.P.R. . . . 244

A. BĂRGLĂZAN : Din activitatea unui laborator de mașini hidraulice . . . 247

D. CIOC și A. SPĂTARU : Distorsiuni și abateri la modelele fluviale cu pat fix 250

P. WISNER, O. TRITEANU, G. DRIMMER și A. MITRIC : Cercetări pe model și în natură asupra captărilor secundare ale uzinelor hidroelectrice . . . 254

D. CIOC și R. AMAFTIESEI : Metode grafice de calcul hidraulic la un complex fluvial 266

S. HINCU : Considerații teoretice referitoare la dinamica aluviunilor și la modelarea fenomenelor de transport aluvionar 270

A. FILOTTI și D. DELICAN : Studiul hidraulic pe model redus al amplasamentului unui pod 274

A. SPĂTARU : Modelul cu pat fix Dunărea-Bala-Borcea 279

CRONICA 283

INDEX ALFABETIC 288

Clișeul de pe copertă reprezintă stăvilarul de admisie al platformei de cercetări în aer liber a Laboratorului hidraulic al secției hidrotehnice din Facultatea de Construcții a Institutului Politehnic din Timișoara.

ORSZÁGOS·MŰSZAKI KÖNYVTÁR 1883

СОДЕРЖАНИЕ

ДК. 32 (R)—355
10-ая годовщина Румынской Народной Республики
Hidrotehnica, II (1957), nr. 6, стр. 243

ДК. 626/627:532.5:069.8(R)
*** * *: Гидравлические исследования в рамках гидротехнической деятельности в РНР.**
Hidrotehnica, II (1957), nr. 6, стр. 244

ДК. 532.0.002.5:061.6
A. Bărglăzan: **Из деятельности одной лаборатории гидравлических машин.**
Hidrotehnica, II (1957), nr. 6, стр. 247

Описывается деятельность Тимишоарской лаборатории гидравлических машин, изучаемые проблемы и проведенные работы, причем вкратце излагается текущая деятельность и тематика по сотрудничеству с промышленностью.

ДК. 627.13.001.57
D. Cioc şi A. Spătaru: **Искажения и отклонения в речных моделях с неподвижным дном.**
Hidrotehnica, II (1957), nr. 6, стр. 250

Описываются геометрические искажения и приводятся методы определения отклонений вызванных на геометрическом подобии гидравлическими искажениями. Далее формулируются условия, обеспечивающие удовлетворительное воспроизведение живых сечений.

ДК. 627.85.001.57:621.311.21
P. Wisner, O. Triţeanu, G. Drimmer şi A. Mitrie: **Исследования на модели и в натуре второстепенных водозаборов гидро-электростанций.**
Hidrotehnica, II (1957), nr. 6, стр. 254

В статье делается обзор гидравлических проблем, связанных с второстепенными водозаборами и приводятся результаты комплексной исследовательской програмы их изучения, состоящей из опытов на моделях и измерений, проведенных на одной из действующих гэс.

ДК. 627.13.001.57
D. Cioc şi R. Amaftiesei: **Графические методы гидравлического расчета речных комплексов.**
Hidrotehnica, II (1957), nr. 6, стр. 266

Рассматривается вопрос расчетной оценки гидравлического эффекта гидротехнических работ, предложенных с целью улучшения судоходства в речном комплексе Дунай—Бала—Борча.

ДК. 627.157
S. Hîncu: **Теоретические соображения в связи с динамикой наносов и моделированием явлений перемещения наносов.**
Hidrotehnica, II (1957), nr. 6, стр. 270

В статье изучается движение твердых частиц в жидкости с известным полем скоростей. На основе дифференциальных уравнений движения анализируются условия подобия траектории твердой частицы в воде и в воздухе.

ДК. 627.13.001.57:624.21
A. Filotti şi D. Delican: **Гидравлическое изучение на модели для выбора расположения моста.**
Hidrotehnica, II (1957), nr. 6, стр, 274

Излагаются результаты исследований на модели моста через реку Сирет. Цель преследуемая исследованием — определить оптимальное расположение и трассу регулировочных дамб.

ДК. 627.13.001.57
A. Spătaru: **Модель с неразмываемым дном Дунай—Бала—Борча.**
Hidrotehnica, II (1957), nr. 6, стр. 279

Излагается исследование, проведенное в рамках Научно-исследовательского гидротехнического института К. С. А. в связи с речным комплексом Дунай—Бала—Борча. Рассматривается ряд вопросов строительства, технологических испытаний и приводятся достигнутые результаты.

INHALTSVERZEICHNIS

DK 32(R) - 355
*** * *: Der zehnte Jahrestag der R.V.R.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 6, S. 243.

DK 626.627:532.5:069.8(R)
*** * *: Hidraulische Forschungen für Wasserbauprobleme in der Rumänischen Volksrepublik.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 6, p. 244

DK 532.5.002.5:061.6
A. Bărglăzan: **Aus der Tätigkeit eines Laboratoriums für hydraulische Maschinen.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 6, S. 247

Es werden die Tätigkeit des Temesvarer Laboratoriums für Wasserbaumaschinen, die untersuchten Probleme, die durchgeführten Bauten gezeigt und die derzeitigen Beschäftigungsgenstände sowie die Themata bezüglich der Zusammenarbeit mit den Industriebetrieben kurz vorgeführt.

DK 627.13.001.57
D. Cioc und A. Spătaru: **Verzerrungen und Abweichungen an den Flussmodellen mit unbeweglichem Bett.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 6, S. 250

Es werden die geometrischen Verzerrungen dargelegt und Methoden zur Bestimmung der durch die hydraulischen Verzerrungen auf die geometrische Ähnlichkeit hervorgerufenen Abmasse angegeben.

DK 627.85.001.57:621.311.21
P. Wisner, O. Triteanu, G. Drimmer und A. Mitric: **Untersuchungen auf Modelle und in der Natur über die sekundären Wasserfassungen der hydroelektrischen Werke.**
Hidrotehnica II, (1957) H. 6, S. 254

In diesem Artikel werden die hydraulischen Probleme der sekundären Wasserfassungen einer Durchsicht unterzogen und die Ergebnisse eines komplexen Forschungsprogramms zwecks Untersuchung derselben und welches aus Versuchen auf Modelle und aus Messungen bei einem in Betrieb gesetzten Werk besteht, vorgeführt.

DK 627.13.001.57
D. Cioc und R. Amaftiesei: **Graphische Darstellungsmethoden für hydraulische Berechnung bei einem Flusskomplex.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 6, S. 266

Es wird das Problem der auf rechnerischem Wege ermittelten Abschätzung der hydraulischen Auswirkungen der, für die Verbesserung der Schiffahrt im Flusskomplex Donau-Bala-Borcea beantragten hydrotechnischen Arbeiten, behandelt.

DK 627.157
S. Hîncu: **Theoretische Betrachtungen über die Dynamik der Anschwemmungen und die Modellierung der Alluvialtransporterscheinungen.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 6, S. 270

In diesem Aufsatz wird die Bewegung fester Teilchen in einer Flüssigkeit mit bekanntem Geschwindigkeitsfeld untersucht. Auf Grund der Differentialgleichungen der Bewegung, werden die Ähnlichkeitsbedingungen der Trajektorie des festen Teilchens im Wasser und in der Luft näher geprüft.

DK 627.13.001.57:624.21
A. Filotti und D. Delican: **Hydraulisches Modellstudium einer Brückenstelle.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 6; S. 274

Es werden die Ergebnisse einer auf Modell angestellten Studie der Brückenstelle über dem Fluss Siret dargelegt.

DK 627.13.001.57
A. Spătaru: **Das Modell mit unbeweglichem Flussbett Donau-Bala-Borcea.**
Hidrotehnica, II (1957) H. 6, S. 279

Es wird das im Rahmen des hydrotechnischen Studien und Forschungsinstituts CSA über den Flusskomplex Donau-Bala-Borcea angestellte Studium vorgeführt.

SOMMAIRE

CD 32(R) - 355
* * *: **Le dixième anniversaire de la R.P.R.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 243

CD 626/627:532.5:069.8(R)
* * *: **Recherches hydrauliques dans l'activité hydrotechnique dans la République Populaire Roumaine.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 244.

CD 532.5.002.5:061.6
A. Bărglăzan: **Activité d'un laboratoire de machines hydrauliques.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 247

Description de l'activité du Laboratoire de machines hydrauliques de Timișoara, problèmes étudiés, travaux exécutés, préoccupations actuelles et thèmes de collaboration avec l'industrie.

CD 627.13.001.57
D. Cioc et A. Spătaru: **Distorsions et écarts aux modèles fluviaux à lit fixe.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 250

L'article présente les distorsions géométriques et donne les procédés pour la détermination des écarts produits sur la similitude géométrique par les distorsions hydrauliques. Aussi, formule-t-on les conditions assurant une bonne reproduction des sections d'écoulement.

CD 627.85.001.57:621.311.21
P. Wisner, O. Triteanu, G. Drimmer et A. Mitric: **Recherches sur modèle et en nature au sujet de captages secondaires des usines hydroélectriques.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 254

L'article passe en revue les problèmes hydrauliques des captages secondaires et présente les résultats d'un programme complexe de recherches pour l'étude de ceux-ci, consistant dans des essais sur modèle et dans des mesurements effectués dans une usine mise en service.

CD 627.13.001.57
D. Cioc et R. Amaftiesei: **Méthodes graphiques de calcul hydraulique appliquées à un complexe fluvial.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 266

Etude du problème de l'évaluation, par voie de calcul, des effets hydrauliques des travaux hydrotechniques proposés pour l'amélioration de la navigation dans le complexe fluvial Danube-Bala-Borcea.

CD 627.157
S. Hîncu: **Considérations théoriques portant sur la dynamique des alluvions et le modelagè des phénomènes alluvionnaires de transport.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 270

Dans cet article est étudié le mouvement de certaines particules solides dans un fluide à champ de vitesses connu. Sur la base des équations différentielles de mouvement sont analysées les conditions de similitude de la trajectoire de la particule solide dans l'eau et dans l'air.

CD 627.13.001.57:624.21
A. Filotti et D. Delican: **L'étude hydraulique sur modèle réduit de l'emplacement d'un pont.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 274

Les auteurs exposent les résultats d'une étude sur modèle de l'emplacement d'un pont sur la rivière Siret. Cette étude a eu pour but de déterminer l'emplacement optimum et le tracé de digues de régularisation.

CD 627.13.C01.57
A. Spătaru: **Le modèle à lit fixe Danube-Bala-Borcea.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 279

L'auteur présente l'étude faite dans le cadre de l'Institut d'études et de recherches hydrotechniques CSA, portant sur le complexe fluvial Danube-Bala-Borcea.

CONTENTS

DC 32(R) - 355
* * *: **The tenth anniversary of R.P.R.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 243

DC 626/627:532.5:069.8(R)
* * *: **Hydraulic researches in the hydrotechnical activity in R.P.R.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 244.

DC 532.5.002.5:061.6
A. Bărglăzan: **From the activity of a hydraulic machines laboratory.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 247

The activity of the hydraulic machines laboratory of Timișoara, the studied problems and the achieved work are shown and the actual preoccupations and cooperating themes with the industry are briefly exposed.

DC 627.13.001.57
D. Cioc and A. Spătaru: **Distortions and deviations at fluvial models with steady river bed.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 250

The geometrical distortions are presented and methods of determining the deviations produced upon the geometrical similitude by the hydraulic distortions are given. The conditions ensuring a good reproduction of the flowing sections are formulated.

DC 627.85.001.57:621.311.21
P. Wisner, O. Triteanu, G. Drimmer and A. Mitric: **Researches on model and in nature upon the secondary captations of hydroelectrical plants.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 254

The paper reviews the hydraulic problems of the secondary captations and presents the results of a complex research program for their study, consisting in tests on model and in measurements at a plant put into the activity.

DC 627.13.001.57
D. Cioc and R. Amaftiesei: **Graphic methods of hydraulic calculus at a river complex.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 266

The problem of estimations by calculation of the hydraulic effects of the hydrotechnical works proposed is discussed in order to improve the navigation in the river complex Danube-Bala-Borcea.

DC 627.157
S. Hîncu: **Theoretic considerations with reference to alluvion dynamics and to modelling alluvial transport phenomena.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 270

The paper studies the movement of some solid particles in a fluid with a known field of velocities. On basis of differential equations of the movement, the similitude conditions of the trajectory of solid particle in water and in air are analyzed.

DC 627.13.001.57:624.21
A. Filotti and D. Delican: **The hydraulic study on model of the site of a bridge.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 274

The results of the study on model of the site of a bridge over the river Siret are displayed. The study aimed to determine the optimum bridge's place and the tracing of the regularization dikes.

DC 627.13.001.57
A. Spătaru: **The model with steady river bed Danube-Bala-Borcea.**
Hidrotehnica, II (1957) no. 6, p. 279

It is presented the study, carried out in the frame of the Hydrotechnical Study-and Research Institute CSA, concerning the fluvial complex Danube-Bala-Borcea.

REVISTA HIDROTEHNICA
*Anul II * Nr. 6 * noiembrie-decembrie 1957*

A X-a aniversare a Republicii Populare Romîne

CZ : 32 (R) =355

30 Decembrie 1957 prilejuieşte pentru întregul popor romîn, o zi de mare sărbătoare, aniversarea a zece ani de Republică Populară.

La 30 Decembrie 1947, clasa muncitoare aliată cu ţărănimea muncitoare şi condusă de partid, zdrobind partidele burghezo-moşiereşti, răstoarnă cel din urmă stîlp al puterii politice a burgheziei şi moşierimii — monarhia — şi făureşte Republica Populară Romînă. Semnarea cu zece ani în urmă a legii 363 din 30 Decembrie 1947 de constituire a statului romîn în Republica Populară Romînă, este rezultatul firesc al luptei hotărîte dusă de masele noastre populare împotriva burghezo-moşierimii din ţara noastră.

Cu îndreptăţită mîndrie patriotică şi cu deplină încredere în viitorul luminos al socialismului ce-l construiesc, oamenii muncii din patria noastră privesc cu drag la drumul glorios străbătut de ei în aceşti zece ani de republică. Într-adevăr, poporul nostru a obţinut într-un timp extrem de scurt victorii deosebit de însemnate în lupta pentru construirea socialismului şi a ridicării standardului său de viaţă, victorii nemaicunoscute în istoria sa.

Trecerea întregii puteri de stat şi apoi prin actul naţionalizării din 1948 şi a principalelor mijloace de producţie în mîinile poporului muncitor, conştiinţa că lui îi aparţin roadele muncii sale, uriaşa activitate economico-organizatorică a statului democrat popular, au făcut posibilă lichidarea înapoierii economice de veacuri a ţării, şi construirea bazelor economice ale socialismului. Astfel, a fost creată o puternică industrie socialistă, temelia dezvoltării economiei naţionale.

Industria noastră socialistă produce astăzi cea mai mare parte a maşinilor şi utilajelor necesare economiei naţionale, între altele, toată gama maşinilor necesare agriculturii, iar numeroase tipuri de maşini şi agregate complexe fabricate în uzinele noastre sînt exportate în diferite ţări ale lumii.

Succese însemnate au fost obţinute în domeniul dezvoltării agriculturii şi al transformării ei socialiste. Mai ales după Congresul al II-lea al P.M.R., cooperativizarea s-a făcut într-un ritm sporit, astăzi sectorul socialist în agricultură cuprinzînd aproape 50% din suprafaţa agricolă a ţării.

Înlocuirea sistemului de cote prin vînzări libere, achiziţii şi contractări, au contribuit la dezvoltarea schimbului între oraş şi sat, baza economică a alianţei muncitoreşti-ţărăneşti.

Reforma învăţămîntului şi celelalte măsuri luate de partid şi guvern pe calea dezvoltării învăţămîntului de toate gradele, a artelor şi ştiinţei au dus la ridicarea nivelului cultural al ţării. Astfel, numai în învăţămîntul de cultură generală numărul elevilor a crescut de la 119 110 cît era în 1938 la 418 249 în 1956, iar în acest an a fost cu mult depăşit.

Succesele dobîndite peste hotare de solii ştiinţei şi artei romîneşti sînt o dovadă grăitoare a preţuirii ce se acordă în ţara noastră contribuţiei intelectualităţii la dezvoltarea patrimoniului culturii naţionale, la înflorirea patriei.

Cu toate greutăţile ce sînt în curs de a fi rezolvate, s-au obţinut realizări deosebite şi de necontestat în ridicarea continuă a nivelului de trai al celor ce muncesc. Dovadă stă aplicarea sistemului îmbunătăţit de salarizare şi normare a muncii, prin activa participare a masei largi a muncitorilor, tehnicienilor şi inginerilor, contribuind la sporirea cîştigului lor şi la creşterea rentabilităţii întreprinderilor. Există toate condiţiile ca pe baza sporirii continue a producţiei industriale şi agricole, a ridicării productivităţii muncii şi reducerii preţului de cost să fie realizate noi progrese în îmbunătăţirea vieţii poporului nostru.

Partidul Muncitoresc Romîn, călăuzindu-se după experienţa P.C. al U.R.S.S. şi generalizînd propria sa experienţă de luptă, acordă cea mai mare atenţie întăririi regimului democrat popular şi consolidează necontenit alianţa muncitorească-ţărănească, frăţia dintre poporul romîn şi minorităţile naţionale, factori de care depinde construirea victorioasă a socialismului.

Urmărind dezvoltarea consecventă a democraţiei socialiste, partidul şi guvernul, prin măsurile luate, atrage la conducerea activă a statului masele largi ale celor ce muncesc.

Sfaturile populare prin însăşi structura lor, strîns legate de masele populare, reprezintă organe active de conducere locală. Au fost luate măsuri de înlăturare a centralismului excesiv din diferite ramuri ale activităţii de stat şi economice, de lărgire a atribuţiilor ministerelor, sfaturilor populare şi conducerilor întreprinderilor, de perfecţionare a muncii de planificare şi conducere economică. Sindicatele îşi dezvoltă activitatea în organizarea întrecerii socialiste, în atragerea unor mase tot mai largi de muncitori şi tehnicieni la organizarea şi conducerea producţiei, iar roadele acestor acţiuni au şi început să se întrevadă acum la sfîrşitul unui nou an al celui de-al doilea plan cincinal.

Întărirea statului nostru democrat popular, crearea şi dezvoltarea continuă a industriei şi a agriculturii, crearea şi dezvoltarea sectorului socialist în economia ţării, ridicarea nivelului de trai al celor ce muncesc, înflorirea ştiinţei şi culturii, viaţa nouă şi înfloritoare de care ne bucurăm astăzi, sînt tot atîtea realizări ale regimului nostru democrat popular, înfăptuite în anii Republicii Populare.

Pe plan extern, elementul fundamental al politicii Republicii Populare Romîne este prietenia şi alianţa cu ţările socialiste în frunte cu Uniunea Sovietică. Dezvoltarea continuă a relaţiilor dintre ţările socialiste, întărirea lagărului socialist şi a unităţii tuturor ţărilor socialiste, au creat acestora posibilitatea să respingă presiunile imperialiste, să apere cuceririle lor revoluţionare şi să păşească neabătut înainte pe calea construcţiei socialiste.

Alături de Republica Populară Romînă şi de toate celelalte ţări socialiste, s-au coalizat în lupta pentru pace şi state nesocialiste, forţele păcii însumînd astăzi o populaţie de aproximativ 1,5 miliarde de oameni strîns uniţi într-o vastă „zonă a păcii“.

Realizarea epocală a U.R.S.S. şi anume lansarea cu succes a primului şi a celui de-al doilea satelit artificial ai pămîntului a produs un puternic entuziasm în întreaga omenire care vede încă o dată că, în marele stat sovietic ca şi în întreaga lume socialistă, activitatea creatoare este pusă în totalitate în slujba progresului şi a fericirii omeneşti.

Oamenii muncii din patria noastră întîmpină în acest an cea de-a X-a aniversare a Republicii Populare Romîne, sub semnul luptei pentru pace şi într-un avînt de plin entuziasm pe calea construirii socialismului.

Inginerii, tehnicienii şi muncitorii hidrotehniceni ce activează în sectoarele de amenajare şi gospodărire a apelor, ameliorații, hidroenergetică, căi navigabile şi porturi, alimentări cu apă şi canalizări salută cu drag şi încredere în viitor, cea de-a X-a aniversare a Republicii Populare Romîne.

Cercetările hidraulice în activitatea hidrotehnică din Republica Populară Romînă

CZ: 626/627:532.5:069.8.(R)

Țara noastră este bogată în rîuri care îi brăzdează teritoriul din Carpați și pînă la frontiere. Dunărea, mare fluviu european, udă pămîntul romînesc pe o lungime de 1 075 km, în care se cuprind cataractele Dunării inferioare și delta.

Deși condițiile naturale au favorizat totdeauna larga utilizare a resurselor hidraulice, acest lucru nu a fost niciodată posibil în Romînia dinaintea ultimului război mondial. Economia puțin dezvoltată a țării, cum și lipsa de interes a guvernelor burghezo-moșierești pentru investiții de lungă durată și pentru industrializare, au frînat necontenit activitatea hidrotehnică.

Singure, entuziasmul și perseverența cîtorva ingineri de avangardă au permis întocmirea unor studii ale problemelor resurselor hidraulice și hidrotehnice ale diferitelor bazine, în paralel cu realizarea de mici uvraje hidrotehnice și înființarea a două sau trei modeste laboratoare hidraulice pe lîngă institutele de învățămînt superior.

După 23 August 1944, și mai ales după data istorică de 30 Decembrie 1947 cînd s-a proclamat Republica Populară Romînă, o dată cu avîntul economic general sub conducerea Partidului Muncitoresc Romîn, s-au creat pentru prima dată largi posibilități hidrotehnicii romîne.

Au apărut șantierele planului de electrificare, precum și numeroase alte lucrări hidrotehnice necesare agriculturii, alimentărilor cu apă, navigației, regularizării cursurilor de apă etc.

Legată de ele, a devenit necesară dezvoltarea cercetărilor hidraulice, al căror program a fost realizat în prima urgență de laboratoarele hidraulice didactice existente la institutele tehnice de învățămînt superior și, ulterior, de alte laboratoare înființate pe măsura necesităților.

In vara anului 1957, printr-o Hotărîre a Consiliului de Miniștri, s-a reglementat problema lichidării paralelismului în cercetările hidraulice și hidrotehnice, prin delimitarea activității laboratoarelor existente și prin reprofilarea unora dintre colectivele de cercetări. Ca urmare, există în prezent trei categorii de laboratoare de cercetări:

— didactice, pe lîngă institutele de învățămînt superior;

— de producție, pe lîngă institutele de proiectare menite să rezolve probleme specifice ale unor departamente;

— laboratorul hidraulic al Comitetului de Stat al Apelor, deservind toate departamentele și avînd sarcina cercetărilor legate de problemele de ansamblu ale marilor lucrări hidrotehnice.

In prezent, funcționează în țara noastră laboratoare hidraulice pe lîngă următoarele institute de învățămînt superior:

Institutul Politehnic din București. Laboratorul acestuia a fost înființat în urmă cu peste 20 de ani, de regretatul prof. Dimitrie Germani și de prof. dr. ing. Dorin Pavel. In laborator, prevăzut cu circuit de apă închis alimentat din rețea, s-a făcut la acea dată cercetări pe modele pentru unele uvraje (sifonul de la Herăstrău etc.), dovedindu-se în mod categoric utilitatea pe atunci controversată încă la noi — a unei asemenea activități. Tot acolo, viitorii ingineri ieșiți din Școala Politehnică din București, aveau prilejul să cunoască nemijlocit fenomenele hidraulice, pentru a-și consolida cunoștințele teoretice. Intre 1950—1952, în laborator s-au efectuat cercetări experimentale pe modele de ecluze navigabile.

In prezent, laboratorul a fost extins și este utilizat de către Secția hidraulică a Institutului de Mecanică Aplicată din cadrul Academiei R.P.R., condusă de prof. dr. ing. D. Dumitrescu, membru corespondent al Academiei R.P.R. și șef al Catedrei de Hidraulică și Mașini Hidraulice din Institutul Politehnic.

Profilul activității Secției este legat de cercetările hidraulice fundamentale, cu deosebire în hidrodinamică. Totuși, venind în sprijinul producției, laboratorul a efectuat în anii trecuți cercetări pe modele de obiecte hidrotehnice concrete: disipatoare de energie, evacuatoare de ape mari, stăvilare de reglaj etc. pentru CHE Sadu, CTE Paroșeni și CHE Moroeni.

Institutul Politehnic - Timișoara, Facultatea de Mecanică. Aici a fost creat acum trei decenii un laborator de mașini hidraulice, condus la început de prof. Pompiliu Nicolau și apoi de către prof. dr. ing. A. Bărglăzan, membru corespondent al Academiei R.P.R. și șef al Catedrei de Hidraulică și Mașini Hidraulice, care s-a dezvoltat treptat și în prezent are o activitate susținută, rezolvînd numeroase probleme tematice și practice.

Organizat pe lîngă catedra de specialitate și avînd la început numai scop didactic, laboratorul a fost treptat lărgit și reconstituit, cu care prilej i s-a dat numele de „Laboratorul de Hidromecanică N. N. Jukovski". Ansamblul este prevăzut cu o instalație de recirculare a apei și cu un canal hidrostatic de dimensiuni mijlocii.

Orientarea sa este rezervată, aproape exclusiv, cercetării experimentale a utilajului hidromecanic al instalațiilor hidraulice, în special a mașinilor hidraulice. In acest scop, laboratorul execută studii pe modele, fiind înzestrat cu standuri de încercare. El acordă în mod frecvent asistență tehnico-științifică întreprinderilor din industria metalurgică producătoare de mașini hidraulice și de turbosuflante, în general. In mod excepțional, la cerere, au fost executate și cercetări pe modele de lucrări hidrotehnice (disipatoare de energie, capete de ecluze navigabile etc.).

După 1950, au mai fost create sau începute și alte laboratoare hidraulice pe lîngă institutele de învățămînt superior sau pe lîngă ministere:

Institutul de Construcții din București, are un laborator pe lîngă Catedra de Hidraulică și Construcții Hidraulice, condus de prof. dr. ing. Cristea Mateescu, membru corespondent al Academiei R.P.R. și șef al catedrei.

Laboratorul are rol didactic, însă în paralel studiază probleme curente din domeniul construcțiilor hidrotehnice. Astfel, în cei doi ani de activitate au fost abordate cercetări pe modele, ca: praguri de fund, disiparea energiei la racordări de biefuri, capacitatea de trecere a stăvilarelor etc. Instalația de recirculare a apei permite extinderea debitului instalat și eventuala amenajare a unei platforme de încercări în aer liber.

Institutul de Hidroameliorație din Galați și-a creat un laborator sub conducerea prof. I. Andreescu-Cale, fiind orientat în primul rînd spre activitatea didactică.

De asemenea, este în curs de amenajare: Laboratorul Hidraulic al Secției hidraulice din *Facultatea de Construcții a Institutului Politehnic-Timișoara.*

Laboratorul hidraulic al *Institutului Superior de Căi Ferate „Gheorghe Gheorghiu-Dej" din București.*

Pe lîngă departamente funcționează două laboratoare afectate problemelor specifice.

a) *Laboratorul de Cercetări pentru Hidroameliorații al Ministerului Agriculturii din București - Băneasa,* așezat pe malul lacului cu același nume. Laboratorul se compune dintr-o hală acoperită și dintr-o platformă de încercări în aer liber, alimentată în circuite închise independente, apa fiind recirculată cu ajutorul pompelor.

Laboratorul de Incercări pentru Hidroameliorații are ca scop verificări de soluții de proiectare și elaborări de date experimentale necesare proiectării, execuției și exploatării în domeniile: apărarea contra inundațiilor, captarea apei, irigații și desecări, conservarea solului, mecanica terenurilor etc. Problemele se studiază atît în laborator cît și pe teren.

Dintre problemele studiate sau în curs de studiu se pot cita :

infiltrația apei prin digurile de pămînt, apometre, captări de apă (Periam-Port pe Mureș, Clătești-Chirnogi pe Argeș, Tăutu pe Crișul Negru etc.) ;

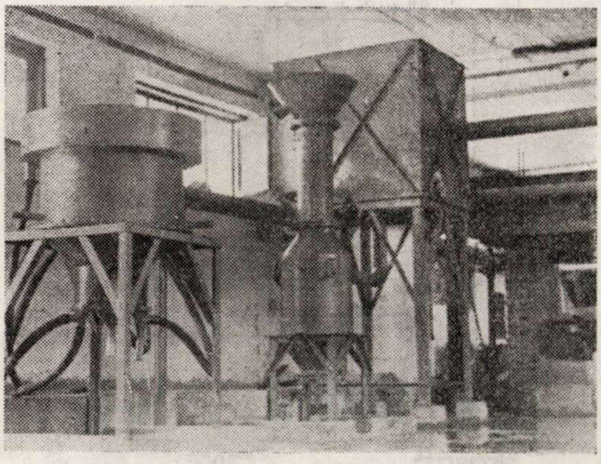


Fig. 1. Modelul instalațiilor de sortare hidraulică a agregatelor pentru șantierul barajului Bicaz (studii executate de I.S.P.E.)

studiul aducției și al distribuției apei pentru alimentarea rețelelor de irigații ; hidraulica versanților supuși eroziunii ;

studiul unor parametri ai scurgerii apei prin canale de pămînt, precum și alte probleme speciale.

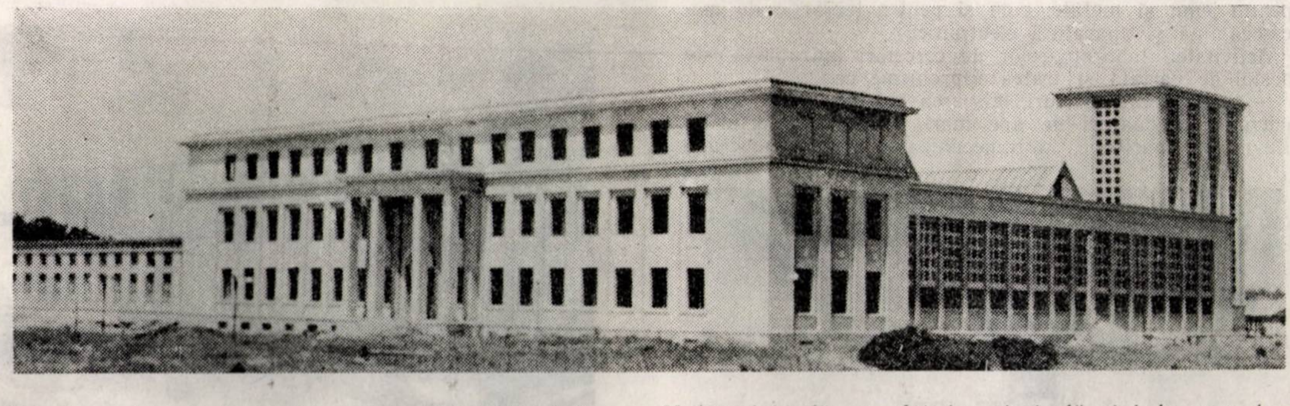


Fig. 2. Institutul de Studii și Cercetări Hidrotehnice. Vedere laterală spre fațada principală și hala mare de cercetări hidraulice.

b) *Laboratorul I.S.P.E.*, pentru încercarea instalațiilor hidro- și termoenergetice, din București, orientat în verificarea proiectelor cu caracter specific Institutului de Studii și Proiectări Energetice. Colectivul acestui laborator a făcut încercări pe model pentru captările cu apă de răcire ale termocentralelor Borzești, Paroșeni, Doicești și Sîngeorgiu, precum și pentru șantierul barajului Bicaz, unde s-au studiat problemele legate de devierea apelor și sortarea hidraulică a agregatelor (fig. 1).

Este de remarcat faptul că același colectiv efectuează controlul funcționării hidraulice a construcțiilor în exploatare, realizate după proiectele I.S.P.E., executînd în acest sens măsurători speciale la uzinele Moroeni, Doicești și Sadu. Pentru alte probleme specifice, cum sînt turnurile de răcire și captările secundare, se execută în paralel măsurători în natură și studii pe model.

*

O dată cu creșterea activității hidrotehnice se simțea nevoia creării unui mare laborator de cercetări hidraulice și hidrotehnice, pentru toate departamentele, care să efectueze cercetările importante cerute de construcțiile hidrotehnice. Aceasta a dus la realizarea, în primul cincinal, a Laboratorului de Cercetări Hidrotehnice din București, în cadrul fostului Institut pentru Planurile de Amenajare a Cursurilor de Apă (I.P.A.C.A.) din Direcția generală hidrometeorologică (fig. 2).

Construcția laboratorului a fost începută de către IPACA, iar la întocmirea proiectului, avizat de către specialiștii sovietici cu unele îmbunătățiri, au participat prof. ing. I. Vladimirescu, prof. dr. ing. Cristea Mateescu și, ulterior, alți specialiști hidrotehnicieni, vîrstnici și tineri.

Laboratorul și-a început activitatea în luna august 1955, iar în vara anului 1957 el a fost inclus în Institutul de Studii și Cercetări Hidrotehnice, creat ca organ de cercetare științifică al Comitetului de Stat al Apelor de pe lîngă Președinția Consiliului de Miniștri, comitet care efectuează politica guvernului în domeniul apelor *). În cadrul Institutului, cercetările hidraulice sînt grupate în Secția hidraulică.

Laboratoarele secției au fost construite și amenajate la nivelul exigențelor tehnicii moderne și al instalațiilor similare din alte țări. Ele posedă o bază tehnică și materială dezvoltată, deși activitatea lor este relativ recentă.

Ansamblul halelor laboratoarelor se încadrează în complexul Institutului. În faza finală, acesta va ocupa o suprafață de 8 000 m², cu un debit disponibil de 1 200 l/s, care va putea fi majorat la 2 000 l/s.

Construcțiile complexului sînt destinate cercetărilor, birourilor de studii și diferitelor servicii auxiliare. Cea mai mare parte este formată (v. figura) din hala mare C de cercetări hidraulice 50×40 m², (fig. 3), hala mică D de cercetări hidraulice 50×15 m² (fig. 4), corpul birourilor de studii hidraulice, hidrotehnice și administrație A și canalul hidrostatic (neexecutat) pentru tararea moriștilor hidrometrice și studiul hidrodinamic al corpului navelor H, prevăzut cu bazin de girație H_1.

---

*) Vezi *„Problema apelor în Republica Populară Romînă"*, de ing. I. Bernacki, președintele Comitetului de Stat al Apelor, Hidrotehnica, nr. 3/1957.

In aer liber se vor amenaja platforme de incercări hidraulice *I*, *K* (fig. 5).

Restul construcțiilor adăpostește laboratoarele de analize ale secției de ape reziduale, pe cele ale secției de fundații și construcții hidrotehnice, birourile de studii ale altor secții, atelierele, depozitele, serviciile auxiliare etc. Hala mare este destinată, în primul rînd, modelelor de mari dimensiuni: rîuri, porturi fluviale și maritime, prize de apă, complexe hidrotehnice etc. Tot aici este instalat un canal vitrat cu pantă variabilă, folosit la cercetări asupra mișcării aluviunilor. Hala mică permite realizarea unor instalații pentru cercetări hidraulice, lungi de 50 m, extensibile în hala mare, pînă la lungimea maximă de 90 m. În hala mică există instalații fixe, atît sub nivelul pardoselii, cît și deasupra lui: canale vitrate, dispozitive și bazine de tarare a debitului lichid etc. Construcția modelelor se face în atelierele institutului, dotate cu o gamă completă de mașini-unelte pentru lemn și metale, cum și pentru lucrările de mecanică fină și aparatură electronică.

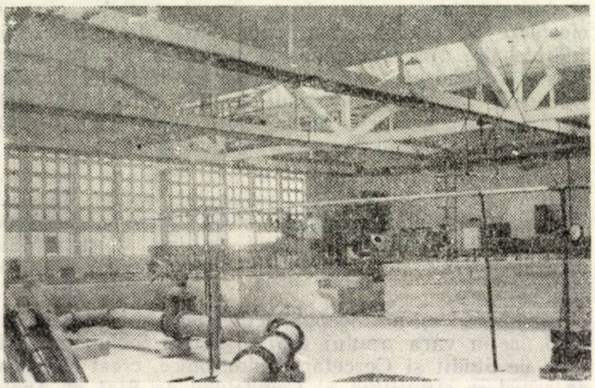


Fig. 3. Institutul de Studii și Cercetări Hidrotehnice. Hala mare de cercetări hidraulice.

Activitatea laboratoarelor de cercetări hidraulice este destul de variată și tratează probleme ca:

— regularizări de rîuri, mișcarea aluviunilor, disiparea energiei, evacuatori de ape mari, hidraulica porturilor fluviale și maritime, hidromecanizare, mișcări nepermanente cu nivel liber și sub presiune, prize de apă, stabilitatea construcțiilor hidrotehnice etc.;

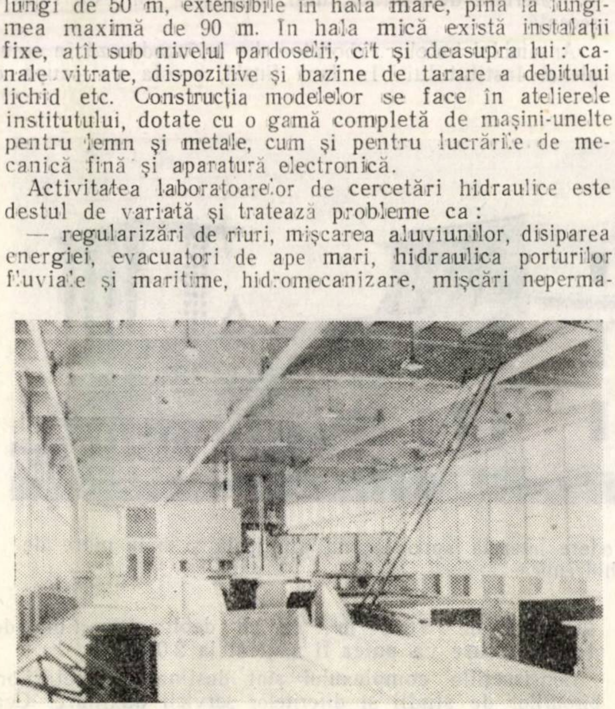


Fig. 4. Institutul de Studii și Cercetări Hidrotehnice. Hala mică de cercetări hidraulice.

— studii și cercetări tematice, legate de îmbunătățirea metodicii de cercetare și a tehnologiei modelării.

Majoritatea acestor lucrări constituie o contribuție la ameliorarea proiectelor hidrotehnice și, uneori, chiar a construcțiilor deja terminate. Cercetările au deservit lucrări de regularizare a unor sectoare dunărene, pe cele ale unei regularizări in dreptul unui pod peste Siret, proiectul unei prize pentru irigații pe Mureș proiectele barajului Sadu și al prizei CTE Paroșeni, proiectul galeriei de fugă CHE de pe Argeș etc., iar rezultatele cercetărilor justifică investițiile cheltuite pentru construirea și dotarea laboratoarelor hidraulice ale Institutului.

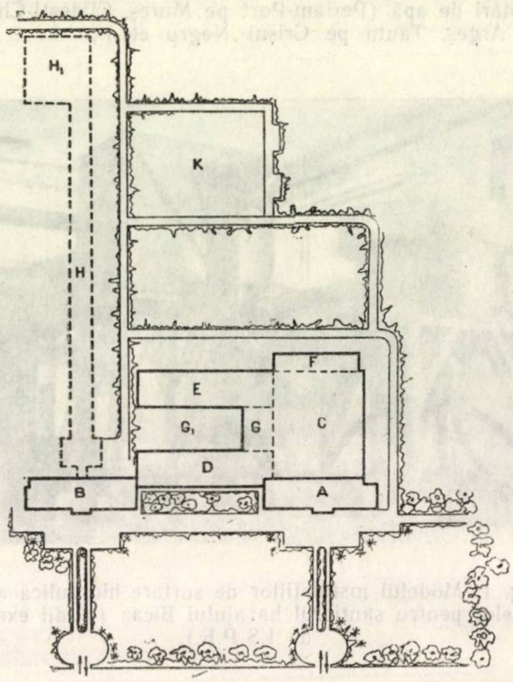


Fig. 5:
A — birourile colectivelor de cercetări hidraulice și administrația; *B* — birourile colectivelor de studii hidrotehnice și diverse laboratoare; *C* — hala mare; *D* — a doua hală; *E* — atelierele; *F* — magaziile; *G* — stația de pompe și bazine decantoare și de alimentare G_1; *H* — canal hidrostatic cu bazinul de girație H_1; *I*, *K* — platforme descoperite pentru cercetări hidraulice.

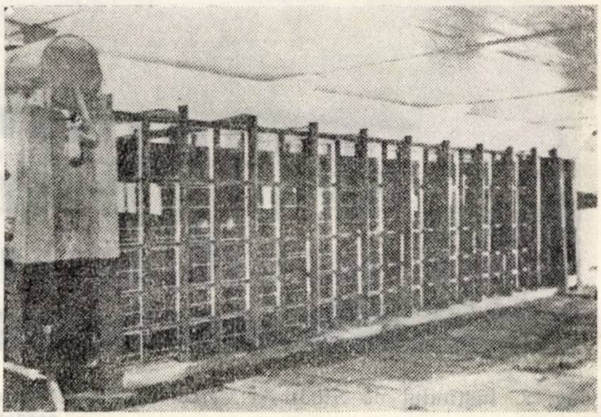


Fig. 6. Stand pentru modelarea infiltrației prin diguri de pămînt la laboratorul Ministerului Agriculturii.

★

Privind în ansamblu activitatea de cercetări hidraulice în sectorul hidrotehnic, desfășurată în ultimul deceniu, se constată faptul îmbucurător al creșterii bazei materiale o dată cu formarea și creșterea cadrelor de cercetători.

O dată cu lichidarea paralelismelor existente în cercetările hidraulice, prin măsurile luate de către partid și guvern, baza materială și fondul de cadre de specialitate vor putea fi mai bine utilizate, spre a răspunde sarcinilor pe care economia patriei noastre le ridică.

Totodată, este necesară cunoașterea de către un număr cît mai mare de ingineri și tehnicieni hidrotehnici, a realizărilor și a sprijinului direct pe care cercetarea hidraulică experimentală a construcțiilor hidrotehnice le oferă proiectantului și executantului.

In acest scop, pe lîngă articolele privitoare la rezultatele cercetărilor hidraulice de laborator, apărute pînă în prezent în „Hidrotehnica", redacția a luat inițiativa ca ultimul număr din acest an al revistei să fie dedicat cercetărilor hidraulice, cu convingerea că astfel „Hidrotehnica" va aduce o contribuție la stimularea și sprijinirea muncii de cercetare hidraulică.

Rugăm pe cititorii noștri să comunice redacției sugestiile și observațiile lor în legătură cu problemele ridicate de articolele acestui număr al revistei.

Din activitatea unui laborator de mașini hidraulice

Prof. dr. ing. A. BÂRGLĂZAN
Institutul Politehnic—Timișoara

CZ : 532.5.002.5:061.6

Laboratorul de Mașini Hidraulice al Institutului Politehnic-Timișoara de la Facultatea de Mecanică a fost înființat în anul 1928 pe lîngă Catedra de Hidraulică și Mașini Hidraulice pentru scopuri didactice.

Incă de pe atunci activitatea din laborator începe să se orienteze înspre cercetarea științifică prin studii și cercetări asupra diferitelor machete de turbine și pompe de toate tipurile. Acest fel de activitate ia o mare amploare în anii puterii populare cînd se pune un accent deosebit pe colaborarea cu industria pentru soluționarea problemelor complexe care apar la realizarea pentru prima dată în țara noastră a diferitelor instalații de mașini. In paralel se dezvoltă laboratorul cu sprijinul industriei cuprinzînd astăzi stațiuni complexe pentru încercarea tuturor tipurilor de turbine, pompe, ventilatoare, turbotransmisii, sisteme de reglare, centrale hidroelectrice etc., precum și diferite instalații pentru studiul scurgerii apei în părțile componente ale mașinilor hidraulice (canale, conducte, tunele aero — și hidrodinamice etc.).

Inainte de a arăta preocupările personalului din laborator am dori să accentuăm care este rolul unui astfel de laborator.

Se știe, în general, că mașinile hidraulice și mai ales turbinele nu sînt mașini de serie și prezintă fiecare particularități specifice locului de funcționare. Pe de altă parte, construcțiile civile necesare construirii unei centrale hidroelectrice sînt mari și costisitoare. De aceea mașina instalată aici trebuie să funcționeze în condiții optime atît din punctul de vedere al randamentului, cît și al cavitației. Caracteristicile de funcționare ale unei mașini se pot cunoaște numai în urma verificării experimentale efectuate fie direct asupra mașinii, fie asupra unei machete. Soluția cercetărilor pe machetă este avantajoasă pe de o parte fiind mai economică, cheltuielile necesare fiind foarte mici (cca. 1% din mașina mare), iar pe de altă parte prezentînd la încercări condiții optime din punctul de vedere al preciziei, al comodității și al comportării mașinii la diferite regimuri de funcționare. Amintim aici că în Uniunea Sovietică această metodă de lucru este generalizată și cu ocazia construcțiilor marilor hidrocentrale turbinele au fost date în studiu diferitelor institute de învățămînt superior și laboratoare de mașini hidraulice. S-a creat chiar un laborator special în acest scop.

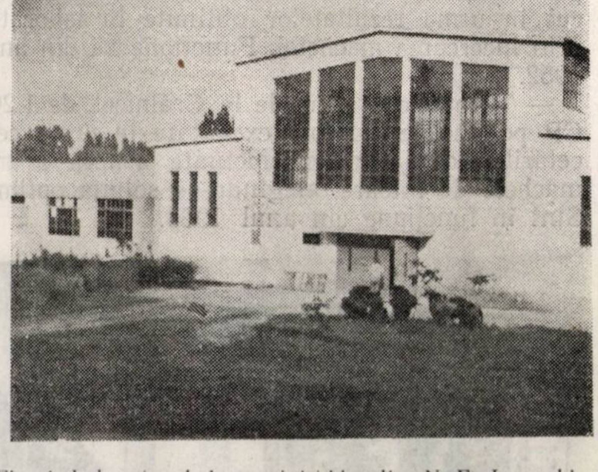


Fig. 1. Laboratorul de mașini hidraulice N. E. Jucovski al Institutului Politehnic-Timișoara.

Activitatea de cercetare științifică în Laboratorul de Mașini Hidraulice se axează pe două mari direcții:

1) probleme legate de construcția și perfecționarea mașinilor hidraulice în țara noastră;

2) probleme generale pentru completarea teoriei și sistematizarea rezultatelor experimentale din domeniul mașinilor hidraulice.

Dăm în cele ce urmează cîteva dintre problemele mai importante din prima categorie, subliniind faptul că fiecare dintre mașinile enumerate mai jos a fost construită prima dată la noi și funcționează în cele mai bune condiții.

— Transformatorul hidraulic în circuit deschis, realizat în anul 1942, prezintă o dublă importanță pentru laborator, pe de o parte fiind printre primele mașini pe care s-au făcut verificări experimentale confruntînd rezultatele cu teoria elaborată cu această ocazie, iar pe de altă parte avînd o largă aplicare în irigații și în cadrul centralelor de acumulare.

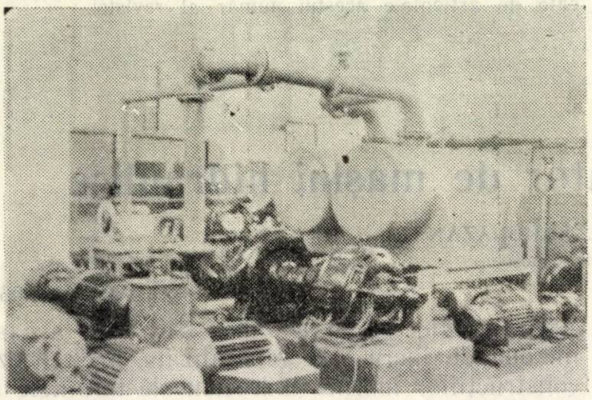


Fig. 2. Stațiunea pentru încercarea turbinelor Pelton.

— Turbinele Pelton de la Văliug-Reșița, cu o putere instalată de 4 000 CP, prezintă o soluție unică în literatură prin construcția specială a două rotoare cu caracteristici diferite, montate pe același ax. Realizarea turbinei mari s-a făcut în urma rezultatelor obținute în laborator prin încercarea machetei. Funcționează din anul 1952.

— Turbinele Francis de la Crăinicel, de 1 200 CP pe unitate, au fost executate în urma cercetărilor de laborator efectuate asupra a trei machete de rotoare, alegîndu-se soluția optimă. Sînt în funcțiune din anul 1953.

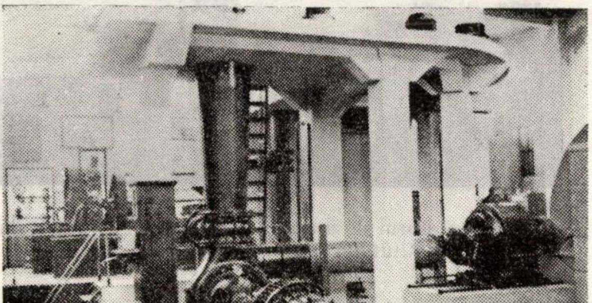


Fig. 3. Stațiunea pentru încercarea turbinelor Fancis și Kaplan.

— Turbinele Kaplan de la Tîrgu Mureș proiectate și executate pe baza cercetărilor de laborator, în locul turbinelor de tip Francis distruse în timpul războiului, și-au mărit puterea cu 100% față de turbinele inițiale, deși gabaritul a rămas același. Soluția a preconizat două unități cu palete reglabile și una cu palete fixe. Ca problemă specială menționăm determinarea curbelor caracteristice universale de funcționare pentru diferite unghiuri ale paletelor rotorului, precum și stabilirea legii de funcționare $\alpha = f\ (\beta\ \text{optim})$ necesară construcției camei combinatorului, respectiv sistemului de reglare. Turbinele sînt în funcțiune din anul 1953.

— Servomotorul construit pentru C.H.E. Crăinicel are posibilități de adaptare pentru un domeniu extins de variație a lucrului mecanic. Funcționează din anul 1953.

În domeniul pompelor amintim ca realizări de seamă :

— Studiul, proiectarea și încercarea pompei axiale R500.

— Determinarea curbelor universale de funcționare la cca. 20 prototipuri de pompe IMB Vasile Roaită etc. Pentru pompele VR 40 și VR 50, conform sarcinii încadrate în planul de stat, s-a făcut un studiu tehnico-științific complet cuprinzînd atît caracteristicile energetice ale pompelor, cît și cele cavitaționale, precum și un studiu critic asupra funcționării, construcției și execuției lor.

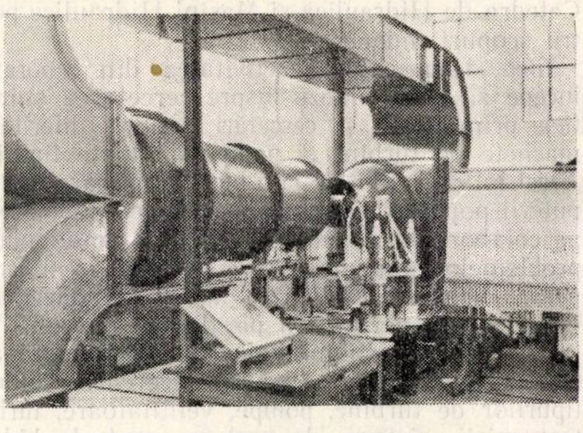


Fig. 4. Tunelul aerodinamic.

— O contribuție de seamă a dat laboratorul la realizarea liniilor de ciment prin studiul, proiectarea și încercarea ventilatoarelor, a exhaustoarelor și a pompelor de pastă.

— Amintim de asemenea contribuția la realizarea ventilatoarelor de mină pentru punerea la punct a prototipului prin încercările efectuate în laborator.

— O preocupare importantă și mai recentă este studiul, proiectarea și încercarea unui cuplaj hidraulic care face parte din instalațiile moderne de foraj petrolifer. Pe baza rezultatelor din laborator s-a trecut în anul în curs la execuția în serie a acestor mașini. Tot în acest domeniu este în curs de realizare un transformator hidraulic. Aceste lucrări au fost efectuate în colaborare cu I.P.R.O.U.P. București.

De asemenea, pe baza unei convenții cu Ministerul Căilor Ferate s-a proiectat și este în curs de realizare un transformator hidraulic pentru locomotivele Diesel hidraulice.

În cadrul celeilalte categorii de probleme, preocuparea de seamă a colectivului este fenomenul de cavitaţie asupra căruia s-au făcut şi se fac încă diferite investigaţii. Rezultatele de pînă acum concretizate în şapte articole au fost comunicate în cadrul Academiei R.P.R., Baza de cercetări ştiinţifice Timişoara. Tot de problema cavitaţiei la maşinile hidraulice este strîns legată problema profilelor aero— şi hidrodinamice care, de asemenea formează centrul preocupărilor colectivului. În acest scop s-a construit un tunel aerodinamic şi, mai recent, tunelul hidrodinamic. Laboratorul a elaborat şi două noi profile pentru maşini hidraulice cu caracteristicile experimentale, iar în cadrul unei disertaţii se studiază profile Carafoli şi profile Jukovski anticavitaţionale.

O altă preocupare de seamă a colectivului este forma curbelor caracteristice la pompe şi influenţa diferitelor elemente asupra acesteia. În acest scop s-a realizat o pompă cu pereţi transparenţi în care să se poată cerceta trei rotoare din sticlă organică, făcînd posibilă în acest fel vizualizarea curentului.

Tot aici trebuie să amintim cercetările în curs făcute asupra a două tuburi de aspiraţie a căror formă geometrică a fost determinată teoretic pe considerente de randament optim. De remarcat faptul că experienţele nu s-au efectuat asupra tuburilor izolate, ci montate la o turbină Kaplan.

În afară de aceste domenii mari, celelalte preocupări ale colectivului pot fi cunoscute din publicaţiile de specialitate, îndeosebi „Studii şi cercetări ştiinţifice", publicaţia Academiei R.P.R., Baza Timişoara, şi „Buletinul ştiinţific şi tehnic" al Institutului Politehnic-Timişoara.

Nu putem încheia fără a remarca faptul că însăşi proiectarea, realizarea şi punerea la punct a diferitelor staţiuni cu care astăzi se poate mîndri Laboratorul de Maşini Hidraulice au constituit probleme dificile şi de mare importanţă pentru ţara noastră, lucru apreciat de toţi vizitatorii străini de specialitate şi de guvern, care a acordat colectivului laboratorului Premiul de Stat pe anul 1953.

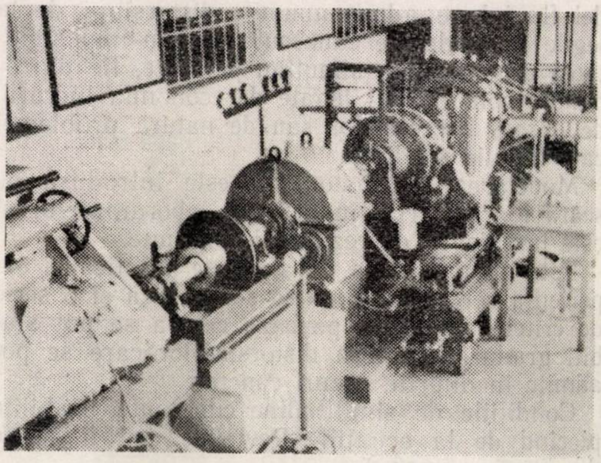


Fig. 5. Staţiunea pentru încercarea turbotransmisiilor hidraulice.

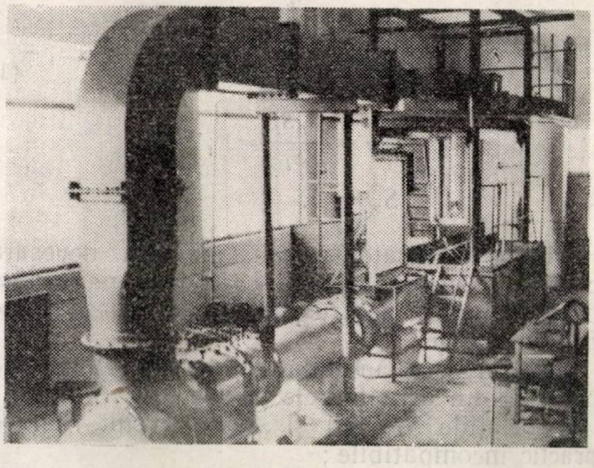


Fig. 6. Tunelul hidrodinamic.

Distorsiuni şi abateri la modelele fluviale cu pat fix

Conf. ing. D. CIOC şi ing. A. SPĂTARU

CZ : 627.13.001.57

De cele mai multe ori la realizarea unui model fluvial se admit anumite distorsiuni de la legile de modelare cunoscute, fie din imposibilitatea de a realiza simultan pe toate, fie din anumite consideraţii legate de economia lucrării, de durata cercetărilor sau de natura problemei care trebuie studiată.

Modelarea cu distorsiuni este introdusă pe scară foarte largă în practica laboratoarelor şi este justificată de rezultatele obţinute.

Este important ca, în afară de practica şi experienţa cercetărilor, să se stabilească şi o serie de criterii obiective pe baza cărora se pot stabili gradul şi natura distorsiunilor care se pot admite în diferite cazuri concrete.

Condiţiile de similitudine cunoscute, stabilite plecînd de la ecuaţiile Reynolds, pot fi scrise după cum urmează :

$$\begin{aligned} S_{\mathrm{Fr}} &= \frac{S_v^2}{S_h} = 1\,; \\ S_{\mathrm{Re}} &= \frac{S_v S_R}{S_\nu} = 1\,; \\ S_H &= \frac{S_v S_t}{S_l} = 1\,; \\ S_\varkappa &= 1\,. \end{aligned} \tag{1}$$

Ultima egalitate exprimă condiţia necesară pentru a asigura aceeaşi scară de transformare pentru viteze şi pentru pulsaţiile de viteză datorite turbulenţei.

Realizarea ansamblului de condiţii (1) nu este posibilă, din următoarele motive :

— relaţiile $S_{\mathrm{Fr}} = 1$ şi $S_{\mathrm{Re}} = 1$ sînt în mod practic incompatibile ;

— condiţia $S_\varkappa = 1$, după experienţele lui Şevelev [1] efectuate asupra scurgerilor sub presiune, apare de asemenea ca irealizabilă.

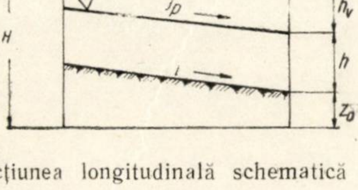


Fig. 1. Secţiunea longitudinală schematică prin albie.

In acelaşi sens se pot cita studiile efectuate de Kampé de Fériet [2], care au demonstrat că ecuaţiile Reynolds nu admit ca soluţie un grup de similitudine (acest rezultat este obţinut pentru cazul mişcării plane între două plăci paralele).

Condiţii mai accesibile, dar care asigură numai similitudinea globală a caracteristicilor medii, pot fi obţinute utilizînd ecuaţia mişcării gradual variate [3], [4] (fig. 1).

$$d(Z_0 + \beta h + \alpha h_v + h_f + h_i) = 0. \tag{2}$$

Aceste condiţii capătă expresia :

$$S_{Z_0} = S_\beta \cdot S_h = S_\alpha \cdot S_{h_v} = S_{h_i} = S_h\,. \tag{3}$$

Printre condiţiile de mai sus se pot recunoaşte relaţiile obţinute în grupul (1) : $S_{\mathrm{Fr}} = 1$, $S_H = 1$. Condiţia Re = idem este înlocuită aici prin legea pantelor energetice. Din egalităţile (3) se poate trage concluzia că distorsiunea geometrică a modelului $D_h = \frac{S_l}{S_h} \neq 1$ nu este incompatibilă cu realizarea condiţiilor de similitudine globală.

Similitudinea completă a unei scurgeri fluviale necesită reproducerea la scară a tuturor fenomenelor hidraulice şi morfologice şi a influenţei lor reciproce continue, ceea ce impune respectarea tuturor legilor de modelare.

In mod teoretic, introducerea unor distorsiuni pe model are ca o consecinţă directă apariţia abaterilor mai mult sau mai puţin importante în toate aspectele similitudinii, datorită interdependenţei care caracterizează diferitele fenomene ale procesului complex hidraulic-morfologic.

Totuşi, o metodă utilizată foarte larg în laboratoarele hidrotehnice admite posibilitatea studierii separate a fenomenelor hidraulice şi morfologice ca probleme independente. In cercetările pe modele reduse, aplicarea acestei metode privind studiul separat al problemelor hidraulice se materializează sub forma modelelor cu pat fix.

In consecinţă, aceeaşi metodă poate fi aplicată de asemenea pentru distorsiuni.

Se poate admite, în mod convenţional, că noţiunea de distorsiune presupune că se neglijează una dintre condiţile de similitudine încă de la construcţia modelului (distorsiuni geometrice, distorsiunea rugozităţii) sau în timpul funcţionării sale (distorsiuni hidraulice şi morfologice). Abaterile apar pe model ca o consecinţă a distorsiunilor introduse; ele sînt necorespondente, ecarturi observate la diferitele fenomene studiate pe model.

În ce priveşte modelul fluvial cu pat fix, se pot constata trei categorii de distorsiuni : distorsiunile geometrice D_h, D_i, distorsiunea rugozităţii D_Δ şi distorsiunile hidraulice.

Distorsiunea geometrică $D_h \neq 1$ presupune scări de transformare diferite pentru dimensiunile liniare verticale şi cele orizontale. Ea are drept consecinţă modificarea scării razelor hidraulice S_R, care diferă de scara adîncimilor S_h, modificarea proporţiei în care rugozitatea fundului și cea laterală intervin în rugozitatea totală structurală Δ și modificarea condiției $S_\lambda = 1$, care devine $S_\lambda = \frac{S_R}{S_l}$.

Ultima consecință necesită de asemenea satisfacerea condiției $S_\xi = 1$, ceea ce probabil că nu se realizează din cauza distorsiunii geometrice a modelului; trebuie deci să se acționeze asupra rugozității structurale a secțiunii sau chiar asupra secțiunii însăși, deformînd-o.

Distorsiunea geometrică $D_i \neq 1$ presupune o rotație θ a modelului. Aceasta înseamnă apariția unor pante suplimentare pe model, caracterizate prin parametrul D_i (fig. 2). În fig. 2 apar desenate cu linie întreruptă elementele modelului fără deformație suplimentară de pantă ($D_i = 1$), și cu linie plină (notațiile cu accent) elementele pentru același model la care se introduce și distorsiunea $D_i \neq 1$.

Se pot obține următoarele relații de definiție:

$$i_M = D_i \cdot D_h \cdot i_N = D_h \cdot i_N + (D_i - 1) D_h \cdot i_N = D_h i_N + \theta ;$$

$$\theta = (D_i - 1) D_h \cdot i_N ; \tag{4}$$

$$D_i = \frac{i_{N_o}}{i_N} (D_{i_o} - 1) + 1. \tag{5}$$

Distorsiunea $D_i \neq 1$ este, în general, legată de distorsiunile hidraulice; ea este foarte frecventă, deși utilizarea sa este incompatibilă, după gradul condițiilor de similitudine (3), cu relația $S_{Z_0} = S_h$.

Distorsiunea rugozității $D_\Delta \neq 1$ înseamnă reproducerea asperităților albiei la o scară diferită de cea a adîncimilor h. Această distorsiune este inevitabilă la scările uzuale și complică realizarea unui raport S_l constant pentru diferitele nivele, în lungul modelului.

Pot fi considerate ca distorsiuni hidraulice acelea care, pentru un model de caracteristici geometrice date, sînt o consecință a alegerii scărilor vitezelor. Dacă se admite $S_\alpha = S_\beta = 1$, ceea ce este corect pentru cazul în care similitudinea există, condițiile de similitudine se pot scrie într-o formă simplificată:

$$S_{Z_0} = S_h = S_v^2 = S_\lambda S_l S_R^{-1} \cdot S_v^2 = S_v S_t S_l^{-1}. \tag{6}$$

Cazurile cele mai remarcabile de distorsiuni ce se pot combina după egalitățile (6) figurează în tabela 1.

Se remarcă în această tabelă existența a două distorsiuni mai importante: $S_{Fr} \neq 1$ (distorsiunea la legea de similitudine Froude) și $S_J \neq \frac{S_h}{S_l}$ (distorsiunea la reproducerea pantelor energetice).

Consecințele distorsiunii $S_{Fr} \neq 1$ sînt analizate în [3] și [6]. Pentru mișcările sub presiune se găsește în [6] observația că lichidele ideale, fără a respecta legea Froude = idem, admit totuși similitudinea presiunilor motrice p_m:

$$S_{p_m} = S_v^2, \tag{7}$$

în care:

$p_m = p - p_s$;

p_s = presiunea, pentru cazul cînd fluidul, în aceleași condiții geometrice de contur, ar fi considerat în stare de repaus.

Pentru cazul lichidelor vîscoase, relația (7) rămîne valabilă dacă se asigură condiția suplimentară:

$$S_\lambda = \frac{S_R}{S_l}. \tag{8}$$

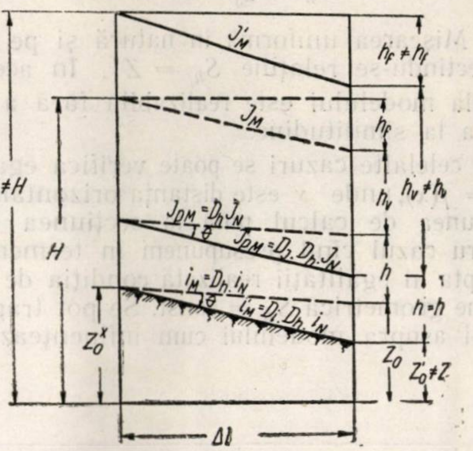


Fig. 2. Modelare cu și fără distorsiune geometrică de pantă suplimentară.

În cazul mișcărilor cu suprafață liberă se poate considera ca un criteriu de apreciere a importanței distorsiunilor hidraulice, influența lor asupra corectitudinii reproducerii secțiunilor de scurgere, adică asupra abaterilor constatate la similitudinea geometrică a modelului.

Pentru aceasta se pot urma două metode: prima constă în calculul abaterilor de la similitudinea geometrică a modelului într-un regim de funcționare determinat, iar a doua — în obținerea condițiilor care trebuie satisfăcute pentru a realiza pe model o reproducere corectă a secțiunilor de scurgere.

După prima metodă se ia în considerare variația mărimilor S_h și δ_{ih}, ținînd seamă că, pentru ca similitudinea să existe, este necesar ca:

$$S_h = \text{const.}; \qquad \delta_{ih} = 1. \tag{8'}$$

Ecartul valorilor calculate de la cele cerute de relația (8') constituie un indicator pentru aprecierea influenței distorsiunilor introduse.

Prin definiție, pentru model se poate scrie relația:

$$S_h = \frac{h}{\frac{H}{S_H} - \frac{Z_0}{S_{Z_0}} - \frac{h_v}{S_{h_v}} - \frac{h_f}{S_{h_f}} - \frac{h_l}{S_{h_l}}}. \tag{9}$$

Condiția S_h = const. poate fi realizată pentru mișcările permanente în cazurile următoare:

1. Similitudinea completă a elementelor medii

$$S_{\mathrm{Fr}} = 1 ;$$
$$S_J = \frac{S_h}{S_l} ; \qquad (10)$$
$$S_{Z_0} = S_h = S_{Z_0^{*}} ,$$

în care Z_0^{*} este valoarea lui Z_0 în secţiunea iniţială a modelului.

Ansamblul condiţiilor (10) conduce la:

$$S_{Z_0} = S_v^2 = S_H = S_{h_f} ,$$

deci:

$$S_h = S_{Z_0^{*}} = \text{const.}$$

2. Mişcarea uniformă în natură şi pe model, respectîndu-se relaţiile $S_{h_f} = Z^{*}_{0}$. In acest caz rotaţia modelului este realizabilă fără a se renunţa la similitudine.

In celelalte cazuri se poate verifica egalitatea $S_h = f(x)$, unde x este distanţa orizontală de la secţiunea de calcul pînă la secţiunea iniţială pentru cazul cînd presupunem în termenul din dreapta al egalităţii realizată condiţia de similitudine geometrică $S_h = \text{const.}$ Se pot trage concluzii asupra modelului cum influenţează diferiţii factori, ca: distorsiunea $D_i \neq 1$, neuniformitatea mişcării, reproducerea la scară a pierderilor de sarcină.

Abaterile la reproducerea secţiunilor de scurgere pot fi exprimate prin raportul pantelor suprafeţei libere în natură şi pe model. Pentru scurgerile gradual variate în canale prismatice, expresia δ_{ih} poate fi calculată plecînd de la ecuaţia diferenţială a mişcării:

$$\frac{\mathrm{d}h}{\mathrm{d}l} = \frac{i - I}{1 - \mathrm{Fr}} . \qquad (11)$$

In cazul cînd nu avem o rotire suplimentară a modelului, se obţine:

$$\delta_{ih} = \frac{S}{S_h} \cdot \frac{i_N - I_N}{i_M - I_M} \cdot \frac{1 - \mathrm{Fr}_M}{1 - \mathrm{Fr}_N} . \qquad (12)$$

In secţiunile în care $S_I = S_i = \frac{S_h}{S_l}$, expresia (12) capătă o formă simplificată:

$$\delta_{ih} = \frac{1 - \mathrm{Fr}_N \cdot S_{\mathrm{Fr}}^{-1}}{1 - \mathrm{Fr}_N} . \qquad (13)$$

Tabela 1

Tabela de distorsiuni

Nr. crt.	Elemente care se neglijează	Condiţii de similitudine	Caracterizarea mişcării	Caracterizarea modelului
1	–	$S_{Z_0} = S_h = S_v^2 = S_I S_l = \frac{S_v S_l}{S_t}$	Mişcarea neuniformă gr. variată, nepermanentă	Modelare completă
2	h_l	$Z_0 = S_h = S_v^2 = S_I \cdot S_l$	Idem permanentă	Modelare completă
3	h_v, h_i	$S_{Z_0} = S_h = S_I \cdot S_l$	Fenomene locale reduse	Modelare cu distorsiune la legea Froude
4	h_i	$S_{Z_0} = S_v^2 = S_I \cdot S_l = \frac{S_v S_l}{S_t}$		Modelarea cu distorsiune la legea Froude şi dublă distorsiune geometrică. Fără sens.
5	h_f	$S_{Z_0} = S_h = S_v^2 = \frac{S_v S_l}{S_t}$	Pierderi distribuite reduse. Mişcare nepermanentă.	Modelare cu distorsiune de la legea pantelor.
6	h_f, h_i	$S_{Z_0} = S_h = S_v^2$	Idem. Mişcare permanentă	Idem
7	Z_0	$S_h = S_v \cdot S_I \cdot S_l = \frac{S_v S_l}{S_t}$	—	Translaţie a planului de referinţă $Z_0 = 0$. Fără sens.
8	Z_{0_1}, h_i, h_{v_1}, h_l	S_I dat	Mişcare permanentă cu fenomene locale reduse	Modelare cu distorsiune la legea pantelor, cu distorsiune la legea Froude şi pantă suplimentară
9	Z_0, h, h_l	$S_v^2 = S_I \cdot S_l$	Idem	Idem

Fig. 3 dă reprezentarea grafică a relației (13). Se observă că deformațiile δ_{ih} scad pentru numere Froude mici, ceea ce este în general cazul la modelele fluviale.

În cazul cînd $S_{Fr}=1$, formula (12) capătă forma:

$$\delta_{ih}=\frac{S_l}{S_h}\cdot\frac{i_N-I_N}{i_M-I_M}. \tag{14}$$

Pentru albii neprismatice, formula (11) devine mai complicată:

$$\frac{dh}{dl}=\frac{\frac{dZ_0}{dl}-I+\frac{\alpha v^2}{\omega g}\cdot\frac{\partial\omega}{\partial l}}{1-Fr} \tag{15}$$

și relația (12) ia forma:

$$\delta_{ih}=\frac{S_l}{S_h}\cdot\frac{1-\frac{Fr_N}{S_{Fr}}}{1-Fr_N}\cdot\frac{-\left(-\frac{dZ_0}{dl}\right)_N-I_N+\left(\frac{\alpha v^2}{\omega g}\cdot\frac{\partial\omega}{\partial l}\right)_N}{-\frac{S_l}{S_{Z_0}}\left(-\frac{dZ_0}{dl}\right)_N-\frac{I_N}{S_I}+\frac{1}{S_{Fr}}\left(\frac{\alpha v^2}{\omega g}\cdot\frac{\partial\omega}{\partial l}\right)_N}. \tag{16}$$

In relația (16) se vede că deformația este influențată de distorsiunea legii de similitudine Froude, de neuniformitatea mișcării și de cea a albiei:

$$\frac{dZ_0}{dl},\ \frac{\alpha v^2}{\omega g}\cdot\frac{\partial\omega}{\partial l}.$$

Deformațiile δ_{ih} se cumulează și provoacă abateri calculabile la adîncimile secțiunilor de pe model:

$$(\Delta h)_M=\Sigma\left(\frac{dh}{dl}\right)_N\cdot\frac{\Delta l_N}{S_h}\left(\frac{1}{\delta_{ih}}-1\right). \tag{17}$$

Deformațiile geometrice produse de distorsiunea la legea de similitudine Froude pot fi de asemenea cunoscute în cazul scurgerii peste praguri de fund. Dacă formula uzuală a deversorilor este aplicabilă, se pot scrie expresiile:

$$S_Q=S_m\cdot S_{\sigma n}\cdot S_b\,(\varepsilon\cdot S_h)^{3/2}=S_v\cdot S_l\cdot S_h,$$

în care ε este coeficientul care exprimă corecția ce trebuie aplicată în cazul cînd relația $S_{Fr}=1$ nu este realizată.

Pentru a determina coeficientul ε nu se consideră cazurile $S_m\neq 1$ și $S_{\sigma n}\neq 1$, care reprezintă alte abateri (efectul de scară și deformarea condițiilor de înecare aval). Coeficientul ε rezultă:

$$\varepsilon=\sqrt[3]{S_{Fr}}. \tag{18}$$

Deci, pentru a realiza reproducerea nivelelor amonte în cazul $Fr\neq$ idem, trebuie deformată construcția însăși pe model.

In ceea ce privește a doua metodă arătată mai sus, se poate utiliza ecuația oglinzii apei scrisă pentru un tronson al scurgerii, sub forma:

$$I_p=I+\frac{\Delta h_v}{\Delta l}=i-\frac{\Delta h}{\Delta l}. \tag{19}$$

După introducerea condiției

$$\frac{S_{\Delta h}}{S_{\Delta l}}=\frac{S_h}{S_l},$$

se obține, pentru model:

$$S_{Fr}=\frac{I_N S_\lambda^{-1}D_h^{-1}D_R^{-1}+\left(\frac{\Delta h_v}{\Delta l}\right)_N}{i_N D_i-\left(\frac{\Delta h}{\Delta l}\right)_N}. \tag{20}$$

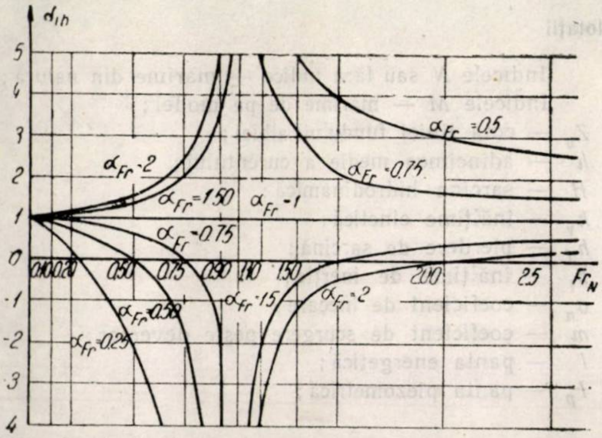


Fig. 3. Graficul distorsiunilor introduse prin abaterea de la numărul Froude.

Această condiție, fără a fi suficientă pentru realizarea similitudinii geometrice a tronsonului modelat, asigură reproducerea corectă a secțiunilor marginale, ceea ce conduce la o similitudine geometrică aproximativă satisfăcătoare.

O altă observație interesantă se poate face asupra aplicării formulei care dă, pentru mișcările plante, distribuția vitezei U:

$$\frac{\Delta U}{V_*}=\frac{U_{max}-U}{V_*}=\frac{1}{\varkappa}f(y). \tag{21}$$

Aplicînd această formulă pentru model și prototip, se obține:

$$S_{\Delta U}\cdot S_\varkappa=S_{V_*}=S_V S_\lambda^{1/2}. \tag{22}$$

Din ecuațiile (22) se deduce că similitudinea cinematică a modelului necesită o relație suplimentară, respectiv:

$$S_\varkappa=S_\lambda^{1/2}. \tag{23}$$

Rezultatele obținute de Șevelev [1], dacă valabilitatea lor este admisă și asupra domeniului modelelor fluviale, dau pentru expresia (22) următoarea formă:

$$S_\lambda = S_h^{-0,16}; \qquad (24)$$

$$S_\varkappa = S_h^{-0,08}. \qquad (25)$$

Pentru valorile lui S_h cuprinse între 50 și 200, se găsește că $S_\varkappa = 0,731 \ldots 0,655$, iar $S_\lambda = 0,535 \ldots 0,424$, ceea ce dă o perspectivă nouă asupra modelelor care respectă condițiile:

$$\left.\begin{aligned} S_{\mathrm{Fr}} &= 1; \\ S_\lambda &\cong 0,5; \\ D_h S_\lambda &\cong 1. \end{aligned}\right\} \qquad (26)$$

Pentru verificarea considerațiilor exprimate prin relațiile (22) — (26) trebuie însă aprofundate cercetările, mai ales în ceea ce privește aplicarea formulelor (24) și (25) la modelele fluviale.

Notații

Indicele N sau fără indice — mărime din natură;
Indicele M — mărime de pe model;
Z_0 — cota liniei fundului albiei;
h — adîncimea medie a curentului;
H — sarcina hidrodinamică;
h_v — înălțime cinetică.
h_f — pierdere de sarcină;
h_i — înălțime de inerție;
σ_n — coeficient de înecare;
m — coeficient de scurgere peste deversor;
I — panta energetică;
I_p — panta piezometrică;
i — panta fundului albiei;
α — coeficientul lui Coriolis;
β — coeficient de corecție pentru distribuția presiunilor la mișcări neuniforme;
ω — secțiunea transversală a curentului;
Δ — rugozitatea absolută;
R — raza hidraulică;
Q — debitul lichid;
θ — unghi de rotație;
$S_{\mathrm{Fr}} = \dfrac{\mathrm{Fr}_N}{\mathrm{Fr}_M}$ etc. (raport de transformare);
δ_{ih} — abatare de la similitudinea oglinzii apei
$\varkappa$ — constanta lui Karman;
ξ — coeficient de pierdere de sarcină locală;
λ — coeficient de pierdere de sarcină distribuită;
D_h, D_i, D_Δ — distorsiuni geometrice;
$D_R = \dfrac{S_h}{S_R}$.

Bibliografie

[1] *Șevelev F. A.*: Isledovanie osnovnih ghidravliceskih zakonomernostei turbulentnovo dvijeniia v trubah, Moscova, 1953.

[2] *Kampé de Fériet J.*: Sur l'écoulement d'un fluide incompressible entre deux plaques parallèles illimitées, La Houille Blanche, (1948) 6.

[3] *Zegjda A. P.*: Teoria nodobiia i metodika rasciota hidrotehniceskih modelei, Leningrad, 1938.

[4] *Craya*: Similitude des modèles fluviaux à fond fixe, La Houille Blanche, (1948) 4.

[5] *Chien-Ning*: The present Status of Research on Sediment Transport, Proc. ASCE, 1954, dec.

[6] *Camichel-Escande*: Similitude hydrodynamique et technique des modèles réduits, Paris, 1938.

Cercetări pe model și în natură asupra captărilor secundare ale uzinelor hidroelectrice

Ing. P. WISNER, ing. O. TRITEANU, ing. G. DRIMMER
și ing. A.MITRIC

CZ : 627.85.001.57:621.311.21

Condițiile naturale existente la mai multe uzine hidroelectrice cu derivație sub presiune, din R.P.R., au condus la captarea unor debite suplimentare pe văile traversate de galeria de aducție. In general, aceste captări sînt alcătuite după scheme similare cuprinzînd o priză cu grătar de fund (tiroleză), un denisipator, o aducție scurtă și un puț de racord cu aducția principală. Importanța funcționării corecte a acestui ansamblu reiese din tabela 1, în care sînt comparate pentru trei asemenea uzine debitele captărilor secundare cu debitul total instalat.

Se observă că, deși reprezintă o investiție relativ redusă, captările secundare au un rol important în economia uzinelor hidroelectrice respective. Proiectarea acestor captări a pus o serie de probleme hidraulice interesante, care au format în cadrul Serviciului de cercetări hidraulice din I.S.P.E. obiectul unui program de cercetări bazat pe încercări pe model și măsurători la scara naturală, a cărui tematică este rezumată în cele ce urmează (tabela 2).

Deși studiul a fost axat pe rezolvarea anumitor probleme concrete, totuși unele dintre rezultatele obținute

Tabela 1

Uzina	Debit instalat total m³/s	Debitul captărilor secundare m³/s	Observații
M	8,50	1,6	Două captări secundare
S	5,00	1,7	
D	11,25	3	

prezintă un interes mai general. Întrucît este primul program de cercetări hidraulice condus nu numai prin măsurători de laborator, ci și prin studii făcute la scara naturală, vom face mai jos o prezentare în ansamblu, urmînd ca eventual asupra unora dintre probleme să se revină în mod mai detaliat în altă parte.

Tabela 2

Obiectul cercetat	Problema studiată	Metoda folosită
Friza tiroleză	— Dimensionarea frontului de captare	Măsurători în natură
	— Spălarea frontului de captare	Încercări pe model
	— Dimensionarea canalului colector	Încercări pe model
Puț de racord vertical	— Antrenarea aerului la un puț cilindric	Măsurători în natură și pe model
	— Dispozitive speciale de dezaerare	Încercări pe model
Sistemul aducție + castel + puț racord	— Verificarea metodei de calcul al oscilațiilor	Măsurători în natură

A. **Dimensionarea frontului de captare a prizei**

Prizele cu grătar de fund sînt dispuse, mai ales la riurile de munte, la o cotă joasă, permițînd în caz de viitură trecerea peste grătar a materialului de fund, format uneori din blocuri mari de piatră. La rîuri cu caracter mai puțin torențial este uneori avantajos să se ridice grătarul cu cîțiva metri peste fundul albiei, așezîndu-l pe creasta unui mic baraj. În acest caz, de care ne vom ocupa mai departe, se împiedică, în cazul unei bune spălări a frontului, pătrunderea aluviunilor în canalul colector. În același timp se creează un surplus de cădere care ușurează spălarea canalului, a decantorului etc.

Problema dimensionării frontului de captare se reduce la aceea a stabilirii lungimii lamei de apă L la un grătar de caracteristici cunoscute și pentru un debit specific dat. În apendice se compară sub formă de tabelă diferitele metode dimensional corectate găsite în literatura de specialitate pentru rezolvarea acestei probleme. Procedeul celor mai mulți autori este de a adopta o anumită schemă de calcul și formă a lamei și de a ajusta cu ajutorul unui coeficient empiric μ, lungimea L care reiese din calcul. În tabelă sînt arătate principiile de bază, forma lamei, valorile și semnificația coeficientului empiric, iar formulele sînt în general aduse la o formă adimensională comună.

Rezultatul practic al acestei comparații este sintetizat în fig. 1, unde se reprezintă lungimea relativă a lamei $\frac{L}{H_1}$ în funcție de adîncimea relativă la începutul grătarului $\frac{h_1}{H_1} = \eta_1$(v. notațiile din fig. 1). Se constată o dispersie pronunțată între diversele formule, explicabilă prin aceea că fiecare autor s-a bazat pe experiențe efectuate în domenii înguste și diferite de variație a parametrilor fundamentali.

Această analiză ne-a condus să dimensionăm priza cu grătar pe coronament studiată nu pe bază de formule, ci cu ajutorul unor măsurători efectuate la o lucrare de tip asemănător dată în exploatare la uzina *M*.

Grătarul orizontal al acestei prize este format din bare dreptunghiulare avînd grosimea $t = 5$ mm și lumina $s = 20$ mm ($\varepsilon = 0{,}8$). Prin astuparea alternată a golurilor s-a obținut și $t = 30$ mm ($\varepsilon = 0{,}4$).

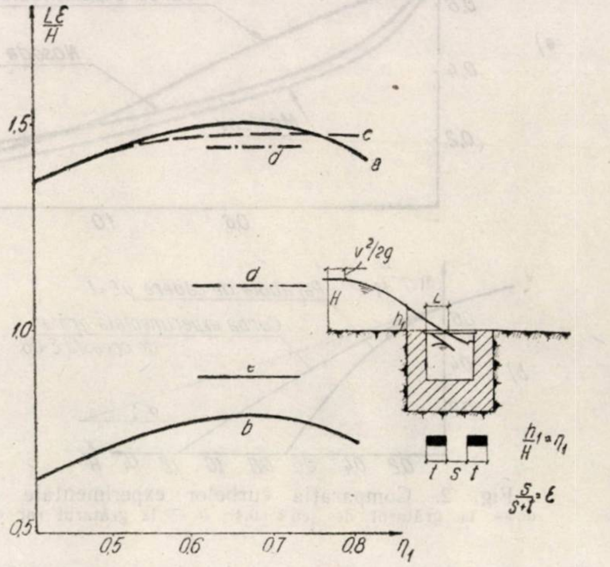


Fig. 1. Comparația diferitelor metode de stabilire a lungimii lamei pe grătarul orizontal cu bare longitudinale:
a) Garot - Gherghelia - Bouvard ; *b)* Mostkov ; *c)* Melic - Nubarov ; *d)* Zamarin ; *e)* Fandeev ; *f)* Zamarin.

Frontul de captare a fost variat prin obstruarea cu panouri speciale, astfel că s-a lucrat cu debite specifice de la 70 la 700 l/s și m. Înălțimile apei la intrarea pe grătar au variat de la 0,09 m la 0,34 m. Debitele au fost măsurate cu morișca în decantorul prizei, iar suprafața liberă a fost ridicată cu un ac de măsură.

Reprezentînd lamele de apă în coordonate adimensionale, s-a constatat o corespondență destul de bună între curbele corespunzătoare diferitelor debite, valorile medii fiind reprezentate în fig. 2 unde sînt comparate cu cele date de metoda a) Bouvard—Gherghelia—Noseda și b) Mostkov pentru $\varepsilon = 0{,}4$ și cu ipoteza Fandeev pentru $\varepsilon = 0{,}8$.

Din această comparație s-au putut trage următoarele concluzii:

1. Forma lamei pe un grătar situat pe coronament nu este redată fidel de nici una din ecuațiile din literatura de specialitate (deduse pe cît se pare pentru cazul unui canal în amonte de grătar). Aceasta dovedește că adîncimea relativă η_1 nu caracterizează complet condițiile de acces pe grătar. În cazul grătarului de creastă există o zonă convexă prelungită în care, datorită presiunii mărite, debitul este mai mare decît cel dat de formula orificiului, lungimea lamei fiind mai redusă decît în relațiile bazate pe această ipoteză.

2. Variația interspațiilor (parametrul ε) exercită o influență importantă asupra formei lamei. La grătare rare (valori ε mari), forma diferă radical de cea indicată de formulele bazate pe teoria orificiului și se apropie de aceea a unei parabole de cădere. Acest caz se apropie de ipoteza lui Fandeev, însă la acesta parabola are în origine tangenta orizontală și $h_1 = h_{cr}$, ceea ce constituie o particularizare necorespunzătoare (fig. 3).

3. În condițiile experimentale descrise (grătar situat pe creastă) se poate admite $\frac{L}{H} \cong 0{,}65$ pentru bare dreptunghiulare, și $\varepsilon = 0{,}4$ și $\frac{L}{H} = 0{,}75$ pentru bare dreptunghiulare și $\varepsilon = 0{,}8$.

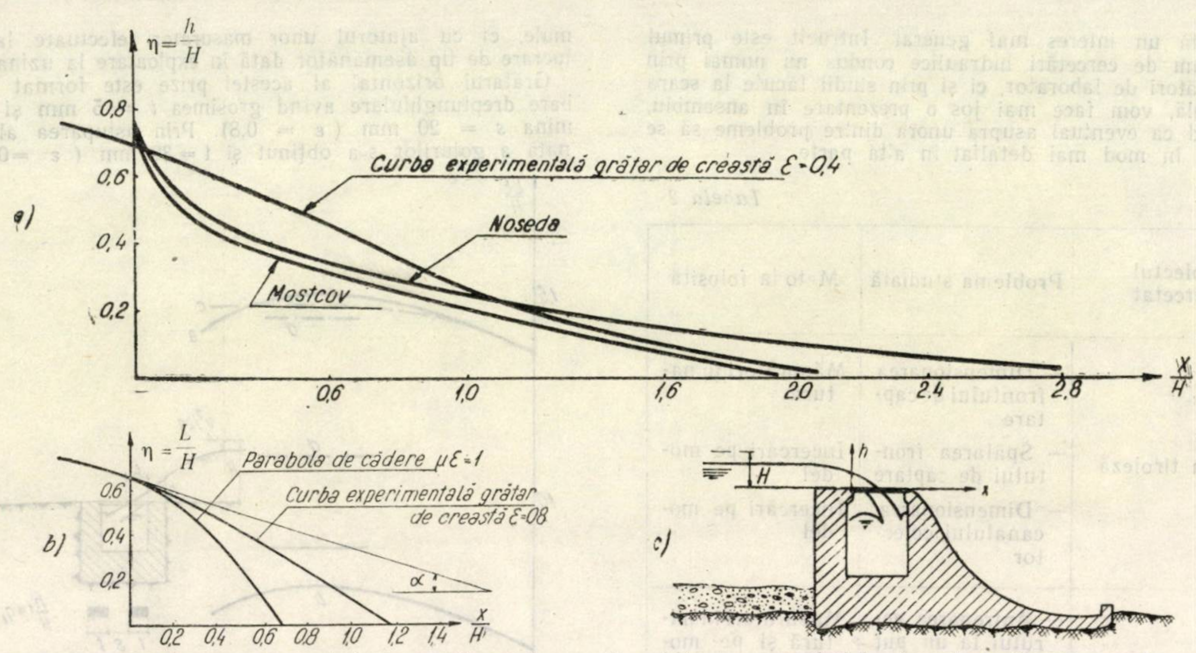


Fig. 2. Comparația curbelor experimentale medii obținute cu metodele de calcul din literatură: *a* — la grătarul des cu $\varepsilon=0,4$; *b* — la grătarul rar cu $\varepsilon = 0,8$; *c* — schema prizei cu grătarul de creastă și a notațiilor.

De altfel, pentru primul caz lungimea lamei este apropiată de cea obținută prin metoda Mostkov.

B. Studiul spălării frontului de captare

In cazul grătarului așezat pe creasta unui baraj de cițiva metri înălțime este necesar să se asigure printr-un sistem de vane posibilitatea de spălare a biefului amonte, cel puțin pe distanța suficientă pentru formarea unui bazin de depunere a materialului de fund mai grosier. In acest mod se asigură în același timp captarea unui strat de apă mai curată și accesul uniform la grătar.

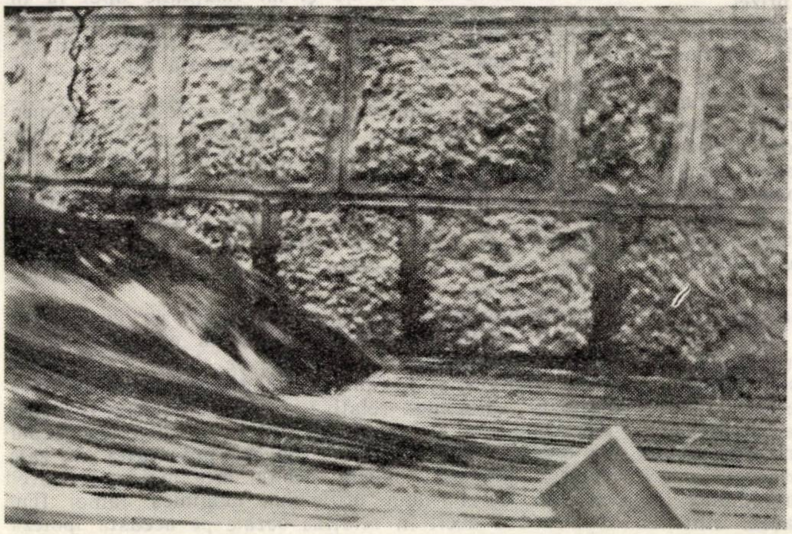


Fig. 3. Aspect calitativ al scurgerii peste grătar la măsurătorile în natură. Modificarea formei lamei la astuparea unor interspații (dreapta $\varepsilon = 0,4$, stinga $\varepsilon = 0,8$).

Spălarea unei prize dispusă frontal față de direcția de scurgere constituie o problemă destul de delicată, care nu a fost studiată pînă în prezent sistematic, atenția cercetătorilor îndreptîndu-se în special către prizele laterale. In încercările noastre am studiat succesiv acțiunea a 1, 2 și 3 vane amplasate în frontul prizei, verificînd și diferite procedee de dirijare a curentului de spălare prin pile, pereți de ghidaj, curbarea frontului etc.

Incercările s-au făcut pe un model la scara 1:15 arătat în fig. 4, frontul total al prizei fiind de 23 m, iar lățimea unei vane — de 1,50 m. La toate experiențele s-a plecat de la situația unei colmatări complete a biefului amonte, în care depunerile au ajuns la cota crestei. Colmatarea s-a realizat pe model cu nisip de 3—5mm pentru un debit de 4,5 m³/s (natură), durata unei experiențe fiind de o oră. După fiecare încercare s-au trasat curbele de nivel ale zonei în care a acționat spălarea, reprezentîndu-se grafic pentru compararea eficacității diferitelor variante, harta eroziunilor. Incercări de verificare au arătat că mărirea timpului, mărirea debitului sau reducerea diametrului particulelor de nisip nu modifică observațiile calitative prezentate în cele ce urmează:

Seria I de experiență a avut drept obiect studiul unei singure deschideri de spălare.

S-a constatat că fenomenul spălării nu este stabil, experiențe repetate în aceleași condiții ducînd la rezultate diferite.

Curentul poate fi radial creînd o spălare simetrică puțin intensă și concentrată numai în jurul vanei, cît și canalizat în mai multe albii cu aspect de deltă (fig. 5, *a* și *b*). Observarea fenomenului a arătat că în acest caz o spălare eficientă este asigurată doar atunci cînd o astfel de albie se termină în dreptul barajului, curentul normal pe baraj fiind convertit într-unul longitudinal printr-un vîrtej cu axa verticală cu acțiune erozivă intensă.

Pentru a scoate în evidență acest fenomen s-a repetat experiența după ce a fost creat pe model, în mod artificial, un canal de mică adîncime în patul de nisip, normal pe axa barajului și dispus lateral

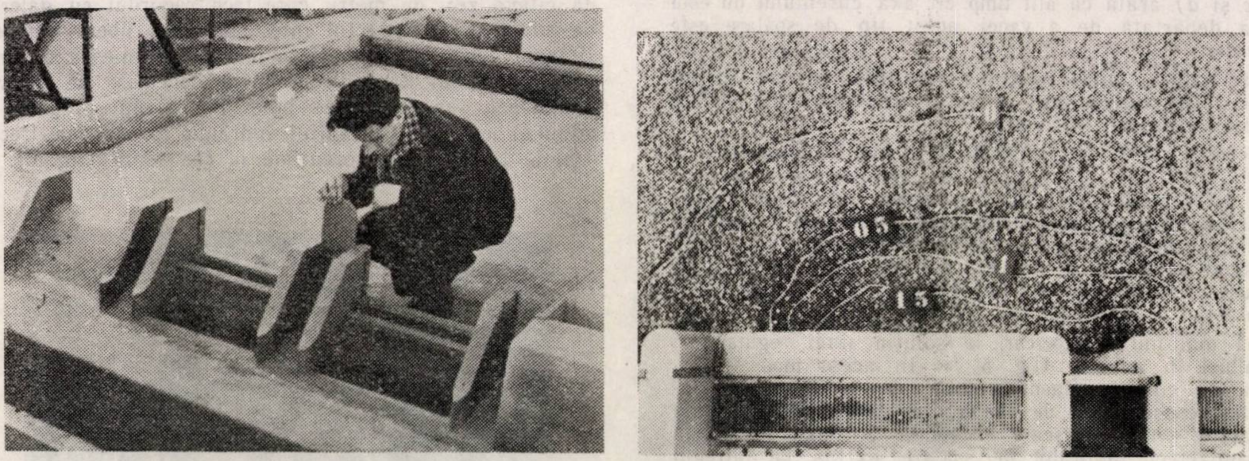


Fig. 4. Încercarea pe model a prizei tiroleze:
a — vedere de ansamblu a modelului pentru studiul spălărilor; *b* — modul de materializare a spălării în timpul experienţelor.

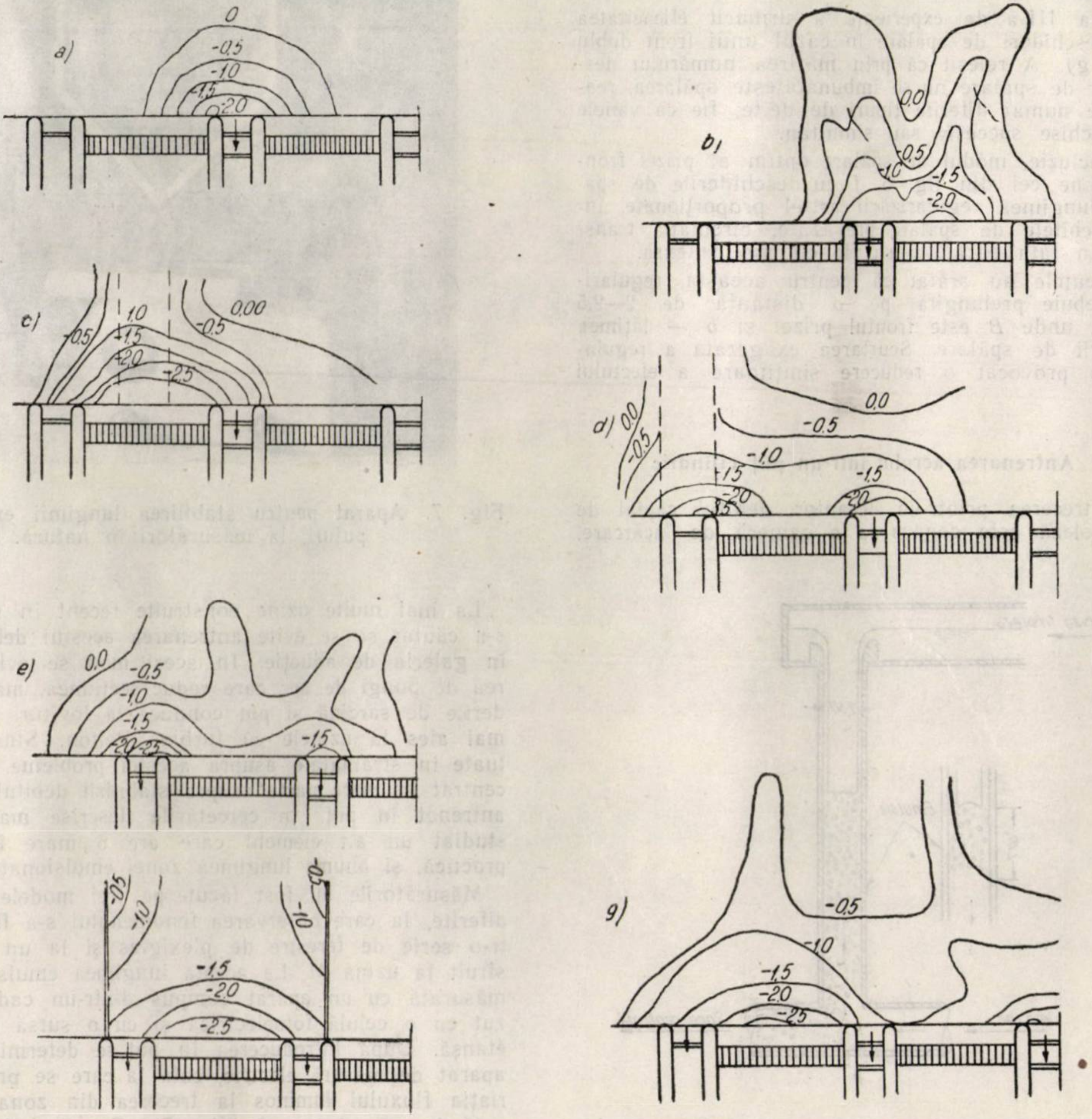

a)
0
-0,5
-1,0
-1,5
-2,0
b)
0,0
0,5
-1,0
-1,5
-2,0
c)
1,0
0,00
-0,5
-1,5
-2,0
-0,5
-2,5
d)
0,0
-0,5
0,0
-0,5
-1,0
-1,5
-2,0
-2,5
-2,0
e)
0,0
-0,5
-1,0
-1,5
-2,0
-2,5
-1,5
-0,5
-1,0
-1,0
-1,5
-2,0
-2,5
g)
-0,5
-1,0
-1,5
-2,0
-2,5

Fig. 5. Comparaţia spălărilor produse de principalele variante studiate.

față de vana de spălare. Comparația eroziunilor (fig. 5, *c* și *d)* arată că atît timp cît axa curentului nu este prea depărtată de a vanei, acest tip de spălare este eficace.

In natură, unde asemenea condiții nu pot fi impuse, eficacitatea unei singure deschideri de spălare frontală rămîne discutabilă.

Seria a II-a de experiențe a urmărit eficacitatea a două deschideri de spălare. Și aici spălarea a avut un caracter instabil, fiind posibile situațiile arătate mai sus (fig. 5, *e)*. Eficacitatea unui vîrtej creat de o albie excentrică a fost verificată și pentru acest caz. Evident că o astfel de albie nu poate fi asigurată în natură.

Pentru stabilizarea efectelor favorabile s-a ajuns după mai multe încercări la soluția unei regularizări a albiei în amonte (fig. 5, *f)*. In acest mod se asigură un curent afluent uniform spre baraj, care, datorită deschiderilor de spălare, se transformă în fața barajului într-o mișcare elicoidală cu axă orizontală cu un efect favorabil de spălare extins pe întregul front. Se menționează că nu s-a putut obține o spălare la fel de activă cu diferite amplasări de pile, sau modificări ale formei în plan a pragului și fără regularizare.

Seria a III-a de experiențe a urmărit eficacitatea a trei deschideri de spălare în cazul unui front dublu (fig. 5, *g)*. A reieșit că prin mărirea numărului deschiderilor de spălare nu se îmbunătățește spălarea, realizîndu-se numai diferite tipuri de delte, fie că vanele erau deschise succesiv sau simultan.

In concluzie, modul de spălare optim al prizei frontale rămîne cel din fig. 5, *f* cu deschiderile de spălare și lungimea regularizării astfel proporționate, încît la debitele de spălare prevăzute, circulația transversală în fața barajului să fie cît mai intensă.

Experiențele au arătat că, pentru aceasta, regularizarea trebuie prelungită pe o distanță de 2—2,5 $(B+2b)$, unde B este frontul prizei și b — lățimea deschiderii de spălare. Scurtarea exagerată a regularizării a provocat o reducere simțitoare a efectului acesteia.

C. Antrenarea aerului într-un puț cilindric

După trecerea printr-un decantor, debitul captat de priza tiroleză este condus la o cameră de încărcare, din care deversează radial într-un puț vertical adînc de cîteva zeci de metri, care face racordul cu galeria de aducție. La contactul între suprafața liberă din puț și lama deversantă cu viteză mare se formează o zonă puternic turbulentă, antrenîndu-se aer care se individualizează sub formă de bule. Fenomenul prezintă o anumită analogie cu saltul hidraulic produs la trecerea de la scurgerea torențială la cea lentă (fig. 6).

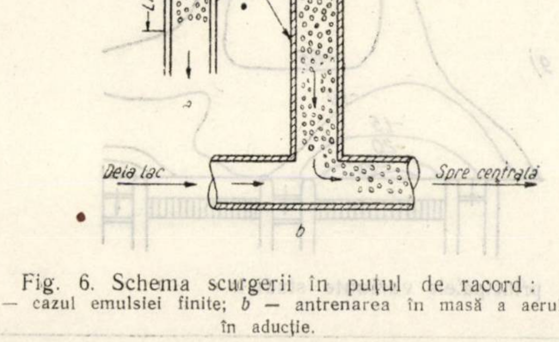


Fig. 6. Schema scurgerii în puțul de racord: *a* — cazul emulsiei finite; *b* — antrenarea în masă a aerului în aducție.

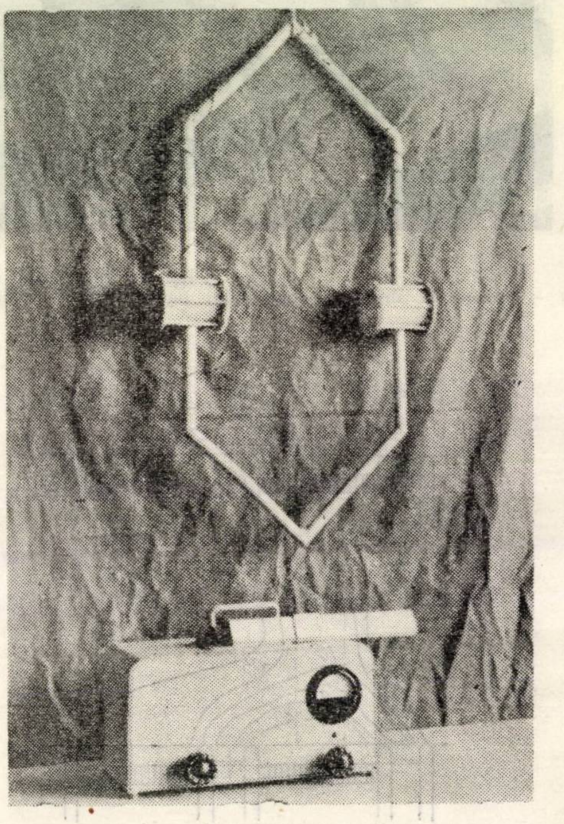


Fig. 7. Aparat pentru stabilirea lungimii emulsiei în puțuri, la măsurători în natură.

La mai multe uzine construite recent în străinătate s-a căutat să se evite antrenarea acestui debit de aer în galeria de aducție. In acest mod se evită formarea de pungi de aer care reduc secțiunea, măresc pierderile de sarcină și pot conduce la lovituri de berbec mai ales la uzinele cu turbine Pelton. Studiile efectuate în străinătate asupra acestei probleme s-au concentrat în mare parte asupra stabilirii debitului de aer antrenat în puț. In cercetările descrise mai jos s-a studiat un alt element care are o mare importanță practică, și anume lungimea zonei emulsionate (fig. 6).

Măsurătorile au fost făcute pe trei modele, la scări diferite, la care observarea fenomenului s-a făcut printr-o serie de ferestre de plexiglas și la un puț construit la uzina *M*. La acesta lungimea emulsiei a fost măsurată cu un aparat compus dintr-un cadru prevăzut cu o celulă fotoelectrică și cu o sursă luminoasă etanșă. După introducerea în puț se determină cu un aparat de măsură electric, cota la care se produce variația fluxului luminos la trecerea din zona emulsionată în apa dezaerată (fig. 7). Caracteristicile instalațiilor pe care s-au făcut măsurătorile sînt date în tabela 3 (fig. 8).

Tabela 3

Diametrul puţului mm	Lungimea puţului m	Mod de măsurare a lungimii emulsiei
100	1,90	Direct—prin ferestre
250	4,20	Direct—prin ferestre
500	8,00	Direct—prin ferestre
mediu 1 500	25,30	Indirect—electric

O serie de experienţe s-au făcut variind atît debitul cît şi căderea, rezultatele fiind reprezentate grafic într-o diagramă de tipul celei din fig. 9, *a*. Se constată că la un anumite debit, după o anumită cădere, lungimea zonei emulsionate rămîne aproape constantă, ceea ce se explică prin uniformizarea vitezei lamei datorită frecării cu aerul şi cu pereţii puţului. Reprezentînd în fig. 9, *b* lungimile limită în funcţie de debit sau de viteza medie în puţ, se observă o creştere a lungimii cu viteza medie. Pentru o anumită viteză, pe care o vom denumi viteza de antrenare în masă a aerului, lungimea emulsiei creşte foarte mult, diagrama avînd o asimptotă verticală.

Explicaţia acestui fenomen este următoarea: bulele de aer de formă aproximativ sferică sînt pe prima porţiune a zonei emulsionate antrenate în jos, datorită vitezei mari din zona marginală. In secţiunea în care vitezele se uniformizează, dacă viteza efectivă a apei este mai mare decît cea de ridicare a bulelor (datorită portanţei), acestea sînt antrenate în mod nedefinit spre aval şi are loc fenomenul de antrenare în masă amintit mai sus. Dacă viteza medie este mai mică decît cea de antrenare, bulele tind să se ridice prin zonele cu viteze mai mici sau inverse (din centrul puţului în cazul accesului radial). In acest caz lungimea zonei emulsionate depinde de tipul de acces care determină atît lungimea de uniformizare, cît şi rezistenţa la suprafaţa liberă. In fig. 10 este arătat aspectul lungimii emulsiei *a* de lungime finită şi *b* foarte mare, fotografiat prin ferestrele modelului de 250 mm diametru.

Rezultatele încercărilor făcute cu un acces radial, pe toate cele patru instalaţii arătate mai sus, precum şi cele obţinute de Marquenet pe un puţ cu diametrul de 150 mm, sînt reprezentate în fig. 11 pe baza căreia se pot trage următoarele concluzii :

1. Viteza medie de antrenare în masă variază de la 12 la 14,5 cm/s, nemodificîndu-se apreciabil cu scara modelului. Aceasta se explică pe baza observaţiilor emulsiei prin variaţia relativ redusă arătată mai sus a diametrului bulelor de aer. Cercetările numeroase efectuate asupra vitezei de ridicare a unei bule de aer în apă liniştită arată că între 2 şi 6 mm diametru aceasta este aproximativ constantă, fiind ceva mai mare de 20 cm/s (valoare apropiată de viteza efectivă a apei în cazul antrenării în masă a aerului în puţ).

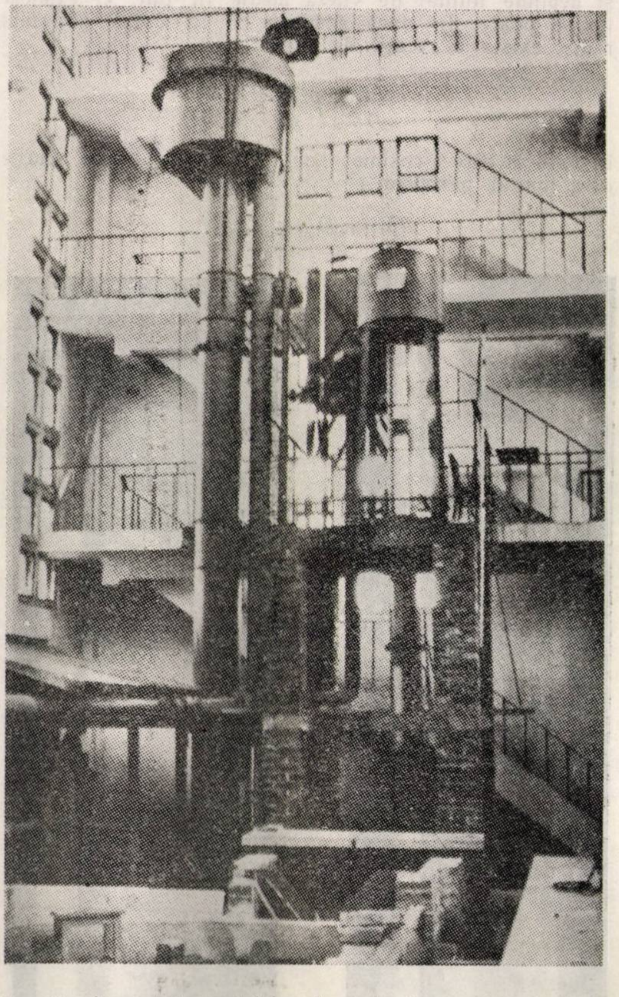


Fig. 8. Aspectul modelelor de puţuri cu diametrul de 250 mm şi 500 mm.

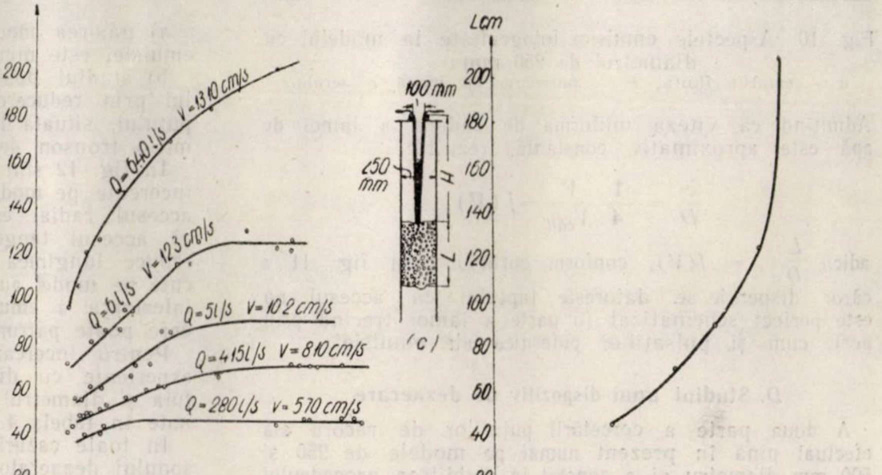


Fig. 9. Exemplu de prelucrare a rezultatelor experimentale în studiul lungimii emulsiei.

2. Lungimea relativă a emulsiei $\frac{L}{D}$, unde D este diametrul puțului, variază puțin cu scara modelului și depinde numai de viteza medie în puț. O explicație se poate da dacă admitem că în cazul accesului radial există o relație de forma:

$$\frac{L}{D} = f\left(\frac{e}{D}\right),$$

în care e este grosimea lamei de apă care se scurge de-a lungul pereților.

$$Q = \pi D e \times V_{căd}.$$

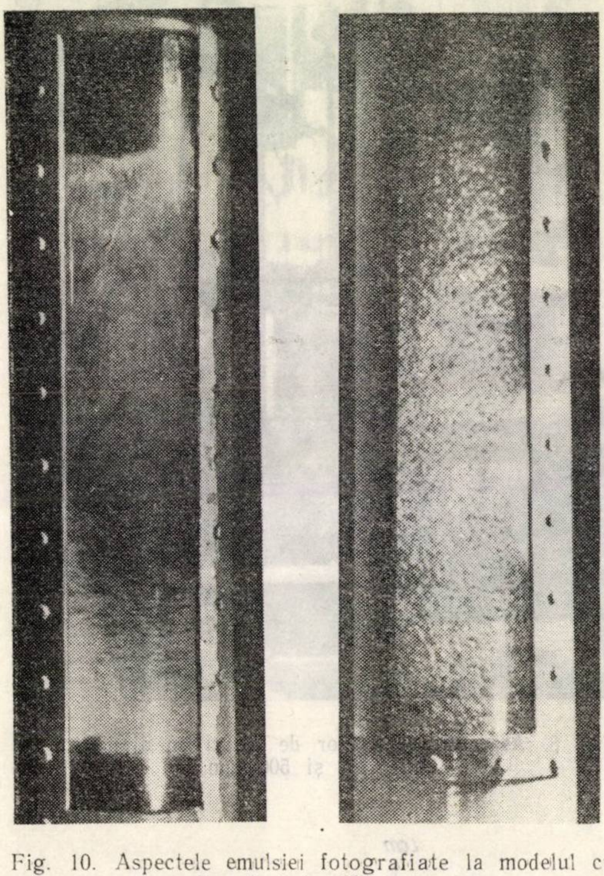


Fig. 10. Aspectele emulsiei fotografiate la modelul cu diametrul de 250 mm:

a — emulsie finită; *b* — antrenarea în masă a aerului.

Admițind că viteza uniformă de cădere a lamei de apă este aproximativ constantă, rezultă:

$$\frac{e}{D} = \frac{1}{4}\frac{V}{V_{căd}} = f\,(V),$$

adică $\frac{L}{D} = f(V)$, conform curbelor din fig. 11 a căror dispersie se datorește faptului că accesul nu este perfect schematizat (o parte a lamei trecînd prin aer), cum și pulsațiilor puternice ale emulsiei.

D. Studiul unui dispozitiv de dezaerare

A doua parte a cercetării puțurilor de racord s-a efectuat pînă în prezent numai pe modele de 250 și 500 mm diametru și a constat în stabilirea procedeului de dezaerare pentru cazul concret studiat. După ce din considerente constructive au fost eliminate unele soluții descrise în literatura de specialitate, cum ar fi: introducerea unei baterii de sifoane (Levin-Jevdevici), camera de dezaerare prin centrifugare (Witman-Belina), sifonul cu depresiune maximă (Marquenet), s-au concentrat cercetările asupra a două probleme, și anume:

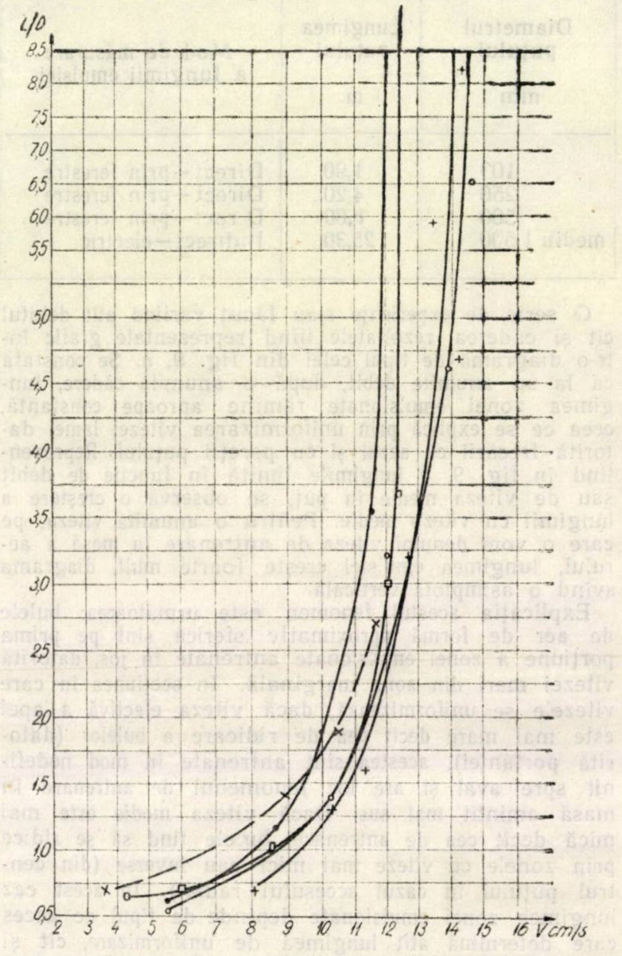


Fig. 11. Comparația lungimilor de emulsie măsurate pe diferite modele și în natură pentru accesul radial:

L — lungimea emulsiei; D — diametrul puțului: $V = \frac{Q}{\Omega_{puț}}$ cm/s

DIAMETRELE PUȚURILOR EXPERIMENTALE

X — 100 mm; ● — 1 400 mm (d. mediu); □ 150 mm (Marquenet Paris); + 500 mm; 0 — 250 mm.

a) găsirea modului de acces pentru care lungimea emulsiei este minimă;

b) studiul posibilității de oprire a antrenării aerului prin reducerea vitezelor pe o porțiune limitată a puțului, situată la baza acestuia și pe care am denumit-o tronson dezaerator (fig. 13).

In fig. 12 sînt comparate mai multe moduri de acces încercate pe modelul de 250 mm diametru, reieșind că accesul radial este cel mai favorabil. S-a constatat că accesul tangențial recomandat de unii autori nu reduce lungimea emulsiei. In schimb observațiile făcute pe model au arătat posibilitatea formării la partea inferioară a emulsiei finite a unui vortex fin cu aer care poate pătrunde în aducție.

Pentru încercarea tronsonului dezaerator s-au făcut experiențe cu diferite proporții între diametrul acestuia și diametrul puțului de racord propriu-zis, menționate în tabela 4.

In toate cazurile s-a constatat că introducerea tronsonului dezaerator oprește antrenarea în masă a aerului pînă la un debit corespunzător vitezei critice și secțiunii tronsonului. Limitînd, datorită neclarității de funcționare, raportul $\frac{D_{tronson}}{D_{puț}}$ la 3, rezultă că prin introducerea tronsonului se mărește de circa 9 ori debitul critic al puțului (fig. 14).

Tabela 4

Diametrul puțului mm	Diametrul tronsonului dezaerator mm	$\frac{D_{tronson}}{D_{puț}}$
250	350	1,40
250	500	2
150	500	3,33

In ce privește lungimea tronsonului s-a făcut o serie de măsurători care au arătat că, dacă nivelul piezometric minim în puț este peste intrarea în tronson, ceea ce este cazul uzual, lungimea emulsiei în tronson se încadrează între limitele obținute pentru un puț cu diametrul uniform și acces radial (v. fig. 11).

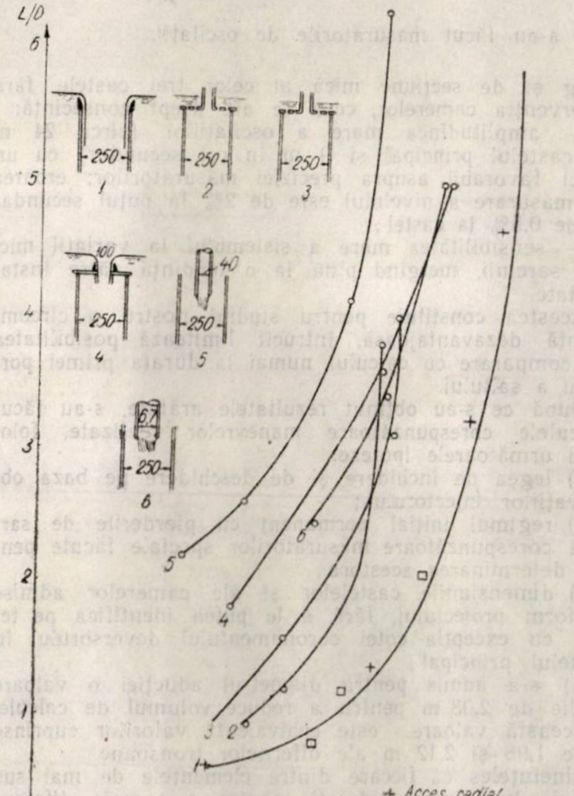


Fig. 12. Influența modului de acces asupra lungimii emulsiei în puțul de racord.

In consecință, s-a recomandat să se dimensioneze tronsonul dezaerator pentru $v = 10$ cm/s, corespunzînd la $\frac{L}{D} = 2$ (v. fig. 13).

E. Oscilațiile in castel și puțul de racord

In proiectarea puțului de racord este necesară cunoașterea nivelului maxim și a nivelului minim din cazul variațiilor de sarcină.

Puțul de racord are asupra oscilațiilor produse de variațiile de sarcină ale uzinei influența unui castel de echilibru secundar. Calculul unei aducții cu mai multe castele de echilibru se poate face prin diferențe finite analitic sau grafic, folosind metoda Schoklitsch. Întrucît pînă în prezent această metodă a fost verificată numai pentru cazul unui singur castel de echilibru, s-a inclus în programul de cercetări asupra captărilor secundare executarea unor măsurători în natură la o aducție cu castele secundare și compararea rezultatelor experimentale cu calculul. S-a ales în acest scop aducția uzinei *M*, la care s-au făcut și măsurătorile descrise în paragrafele anterioare și a cărei schemă este dată în fig. 15.

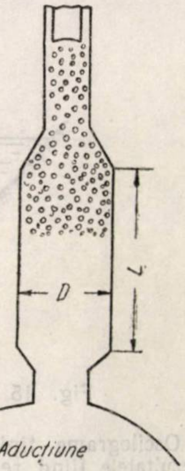


Fig. 13. Schema tronsonului dezaerator.

Fig. 14. Aspect al încercărilor cu tronsonul dezaerator cu diametrul de 350 mm la puțul cu diametrul de 250 mm. Se constată oprirea antrenării în masă a aerului.

Oscilațiile au fost urmărite, în afară de castelul principal, numai într-unul din puțurile secundare, și anume în cel vertical. Aparatul de măsurat constă dintr-un flotor cu contragreutate condus de un ghidaj, ale cărui mișcări erau înregistrate pe un tambur care execută o turație în 16 min. Pentru a evita o eroare datorită patinării firului flotorului, acesta era prevăzut cu o serie de ploturi care se fixau în mai multe adîncituri anume prevăzute în scripete. Intrucît înregistrarea grafică reproducea oscilațiile la scările 1:30 și 1;40, respectiv la castelul principal și puțul secundar, pentru mărirea preciziei măsurătorilor instalația a fost prevăzută cu un contor de turație, care permitea observatorului să noteze cu destulă exactitate poziția flotorului la nivelul maxim sau minim cînd viteza era nulă.

Acest aparat simplu și robust a fost folosit la peste 14 măsurători, redînd oscilațiile în cele mai mici detalii (fig. 16).

Intrucît sistemul descris mai sus nu se putea adapta decît cu mare greutate la castelul secundar înclinat, s-a considerat suficientă înregistrarea pentru comparația cu calculul a oscilațiilor la castelul secundar vertical. Calculele au fost bineînțeles făcute ținînd seamă de ambele puțuri.

Pentru a înregistra o anumită manevră, se menținea de la camera de comandă o sarcină constantă timp de circa 2—3 ore. După ce se verifica stabilirea regimului permanent prin legătură telefonică cu punctele de observație de la castelul principal și puțul secundar, se măsura debitul și se stabileau nivelul hidrostatic de la priză și nivelele piezometrice din castele prin citirea poziției flotorului cu ajutorul contoarelor. Cu circa 100 s înainte de manevră se puneau în funcțiune aparatele de înregistrare.

Manevra propriu-zisă se efectua de la camera de comandă manual, prin rotirea cît mai rapidă și simultană a cheilor de comandă ale celor două grupuri. Pentru întregul domeniu posibil de variație a puterii, timpul minim de manevrare în acest mod este de 50 s.

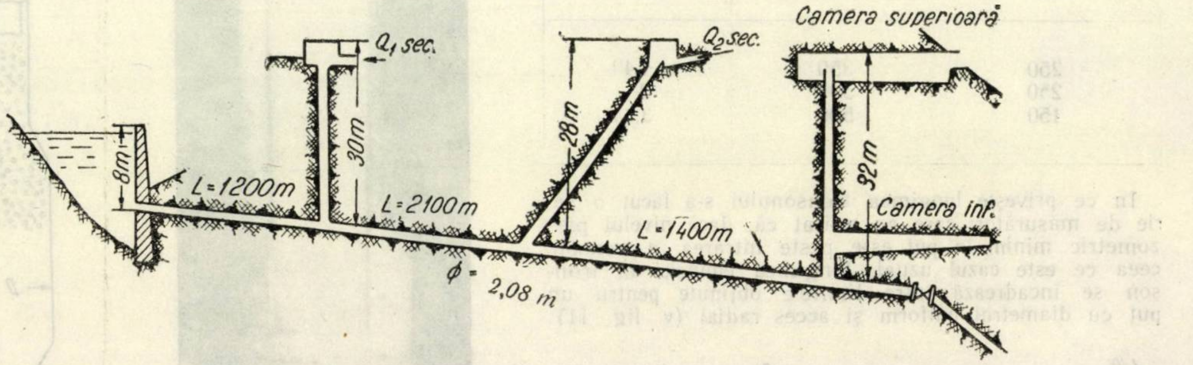


Fig. 15. Schema aducției cu puțuri de racord pe care s-au făcut măsurătorile de oscilații.

Oscilograme tipice obținute sînt arătate în fig. 17, rezultatele fiind rezumate în tabela 5.

Tabela 5

Debit m³/s	Manevra MW	Durata s	Cota lac mdM	Cota saltului	
				Castel	Puț sec
8,30	15−0	70	889,90	894,17	893,80
8,30	15−0	55	889,77	894,15	893,35
4,40	0−8	60	890,13	871,08	883,74
4,40	0−8	70	890,13	871,43	884,36

Analizînd oscilogramele, s-au constatat următoarele:

a) In cazul scoaterii totale de sub sarcină, oscilațiile corespunzătoare celor două experiențe sînt foarte apropiate ca alură, diferind în ceea ce privește cota maximă cu 0,45 m (5%) la puțul secundar, și cu 0,02 m (0,1%) la castelul principal unde intervine camera superioară.

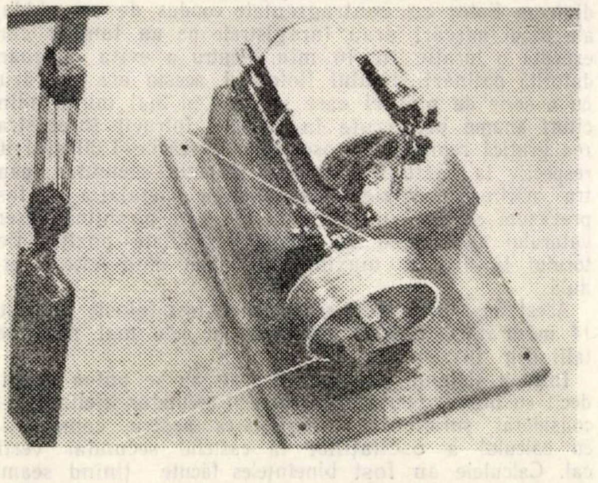


Fig. 16. Aparat folosit pentru înregistrarea oscilațiilor la castele de echilibru.

b) In cazul punerii sub sarcină, diferențele cotelor minime corespunzătoare celor două manevre identice sînt de același ordin de mărime. Alura oscilațiilor poate varia cu diferențe care merg crescînd în timp. Aceste diferențe nu se mai pot explica prin modificarea timpului de manevră și a condițiilor inițiale ca în cazul a), ele fiind datorite variațiilor de sarcină în rețeaua electrică.

c) Trebuie remarcat că, în special în cazul saltului minim, majoritatea oscilațiilor se desfășoară în puțul lung și de secțiune mică al celor trei castele, fără intervenția camerelor, ceea ce are drept consecință:

— amplitudinea mare a oscilațiilor (circa 24 m în castelul principal și 9 m în cel secundar) cu un efect favorabil asupra preciziei măsurătorilor; eroarea de măsurare a nivelului este de 2% la puțul secundar și de 0,5% la castel;

— sensibilitatea mare a sistemului la variații mici ale sarcinii, mergînd pînă la o tendință către instabilitate.

Acestea constituie pentru studiul nostru o circumstanță dezavantajoasă, întrucît limitează posibilitatea de comparare cu calculul numai la durata primei porțiuni a saltului.

După ce s-au obținut rezultatele arătate, s-au făcut calculele corespunzătoare manevrelor realizate, folosind următoarele ipoteze:

a) legea de închidere și de deschidere pe baza observațiilor injectorului;

b) regimul inițial permanent cu pierderile de sarcină corespunzătoare măsurătorilor speciale făcute pentru determinarea acestora;

c) dimensiunile castelelor și ale camerelor admise conform proiectului, fără a le putea identifica pe teren, cu excepția cotei coronamentului deversorului în castelul principal;

d) s-a admis pentru diametrul aducției o valoare medie de 2,08 m pentru a reduce volumul de calcule. Această valoare este echivalentă valorilor cuprinse între 1,98 și 2,12 m ale diferitelor tronsoane.

Bineînțeles că fiecare dintre elementele de mai sus trebuie luat în considerație pentru a aprecia diferențele dintre calcule și măsurători.

O aproximație suplimentară este introdusă prin metoda de măsurare a debitului în canalul de fugă, unde vitezele apei, depășind 3 m/s, suprafața apei este ușor învălurită, ceea ce, cu toate că măsurătorile au fost repetate, conduce la o anumită eroare în măsurătoarea secțiunii udate, respectiv a debitului. Epurele au fost făcute cu metoda grafică și $\Delta t = 1{,}5''$, rezultatele fiind indicate în tabela 6.

Tabela 6

Debitul m³/s	Manevra MW	Durata min	Cota lac mdM	Cota saltului	
				Castel	Puț sec
8,30	15−0	70	889,90	894,24	894,08
4,40	0−8	60	890,13	871,61	884,04

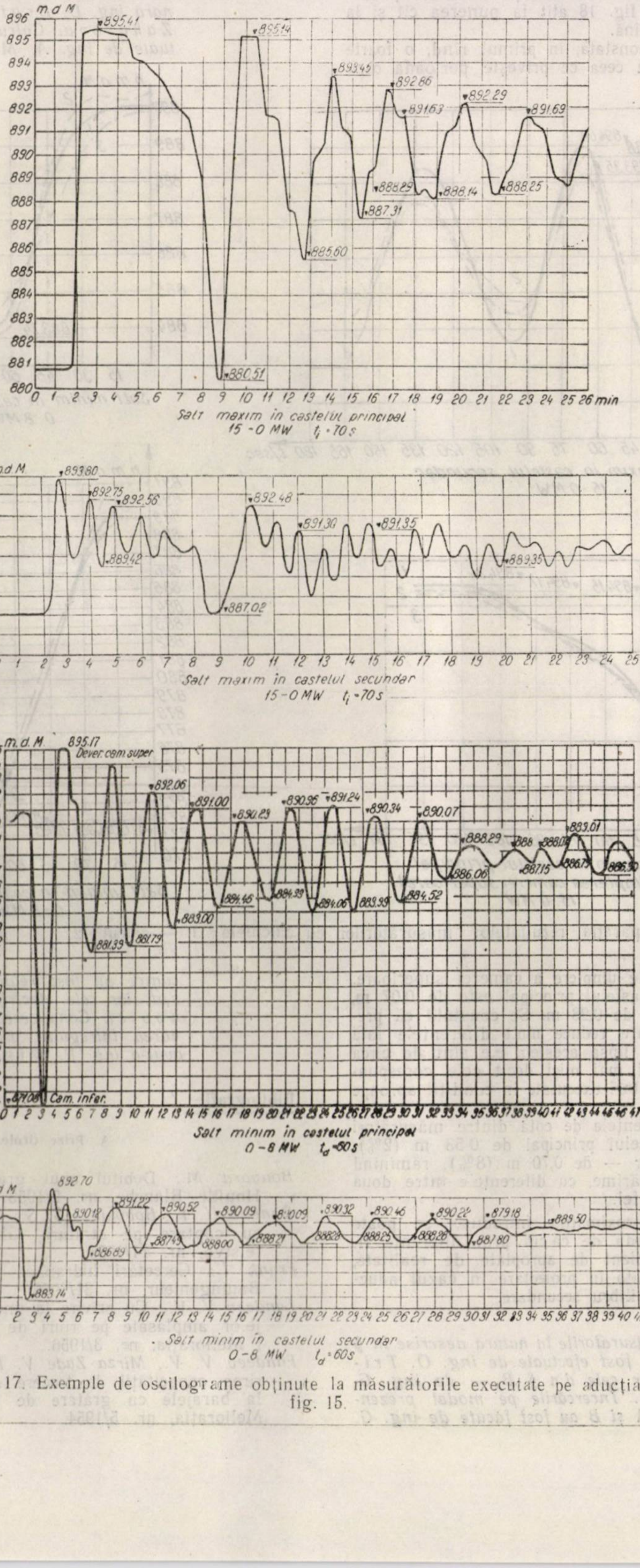
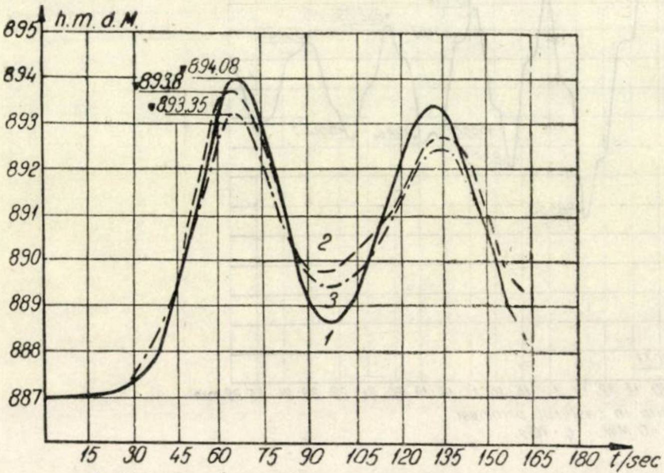


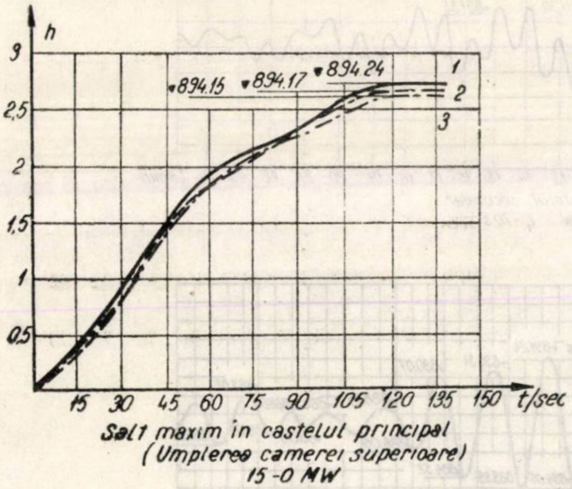
Fig. 17. Exemple de oscilograme obținute la măsurătorile executate pe aducția din fig. 15.

Comparația diagramelor de oscilații calculate și măsurate este făcută în fig. 18 atît la punerea cît și la scoaterea de sub sarcină.

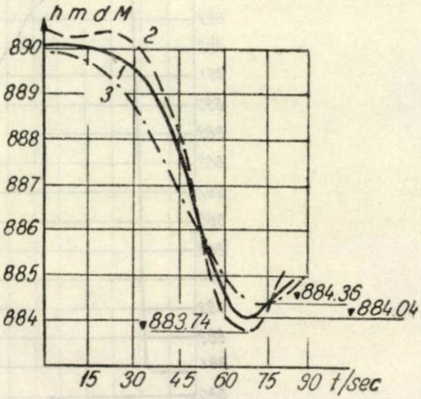
La salt maxim se constată, în primul rînd, o foarte bună potrivire, atît în ceea ce privește perioada oscilațiilor, cît și timpul de umplere a camerei superioare. Diferența de cotă la castelul principal este de 0,07 m, iar la cel secundar — de 0,28 m. Se constată că prezența camerei superioare reduce mult diferențele față de calcul, dar chiar în lipsa acesteia ele sînt de circa 4% din amplitudine și mai mici decît cele corespunzătoare la două măsurători executate în condiții aproape identice.



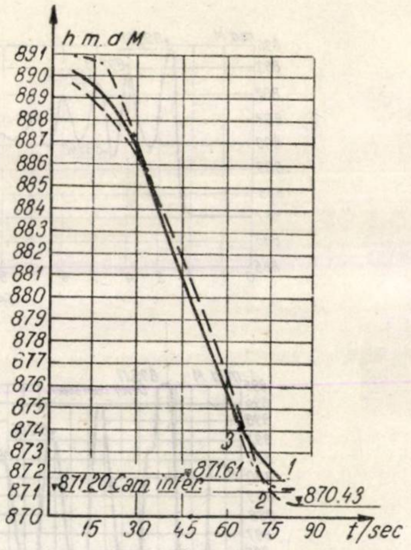
Salt maxim în castelul secundar
15-0 MW



Salt maxim în castelul principal
(Umplerea camerei superioare)
15-0 MW



Salt minim în castelul secundar
0-8 MW



Salt minim în castelul principal
0-8 MW

Fig. 18. Comparația rezultatelor măsurătorilor cu calculele: 1 — calcul; 2, 3 — măsurători.

La salt minim, diferențele de cotă dintre măsurători și calcule sînt la castelul principal de 0 53 m (2%), iar la castelul secundar — de 0,70 m (8%), rămînînd de același ordin de mărime, cu diferențele între două măsurători de același fel.

Ținînd seamă de aproximațiile introduse, se poate deci considera că metoda de calcul prin diferențe finite dă rezultate suficient de apropiate de realitate, pentru a putea fi folosită în proiectare în cazul aducțiilor cu castele de echilibru secundare.

Notă. *Măsurătorile în natură descrise în § A și C au fost efectuate de ing. O. Triteanu, iar cele din § B — de ing. G. Drimmer. Încercările pe model prezentate în § A și B au fost făcute de ing. G. Drimmer, colaborînd în faza preliminară ing. D. Bratosin respectiv ing. T. Zaharova. Calculele § C au fost efectuate de ing. A. Mitric. Instalațiile mecanice au fost realizate de ing. S. Mușat, iar cele electrice de ing. D. Rabinovici. Conducerea științifică și coordonarea întregului program de cercetări a avut-o ing. P. Wisner.*

Bibliografie

A. Prize tiroleze

Bouvard M.: Debitul unui grătar pe dedesubt. La Houille Blanche, nr. 2/1953.

Danelia H. F., Bobohidze S. S.: Priza de apă cu grătar cu captare pe straturi. Ghidrotehniceskoe Stroitelstvo, nr. 11/1956.

Frank I.: Cercetări hidraulice pentru prize tiroleze. Bauingenieur, nr. 31/1956.

Fandeev V. V.: Cu privire la unele deficiențe ale barajelor amplasate pe rîuri de munte. Ghidrotehnika i Meliorația, nr. 3/1956.

Fandeev V. V., Mirza Zade V. R.: Cu privire la mărirea capacității de trecere a galeriei de captare la barajele cu grătare de fund. Ghidrotehnika i Meliorația, nr. 5/1954.

Tabelă comparativă a formulelor de calcul al grătarului de fund

Nr. crt.	Ipoteza fundamentală	Autorul	Ipoteze de calcul ($j=0$)			Condiții experimentale			Formula pentru lungimea lamei (Sub forma adimensională)	Coeficientul μ		Luarea în considerare a influenței pantei	Observații
			Ecuația energiei	Ecuația debitului	Forma lamei	Forma barelor	η_1 $i=0$	η_1 $i=0{,}2$		$i=0$	$i>0$		
1	Se aplică teoria orificiului și se consideră energia constantă	Gherghelia	$\frac{dH}{dx}=0$	$dq=\mu\varepsilon\sqrt{2gh}\,dx$	Reiese din integrarea (exactă sau aproximativă) a ecuațiilor anterioare	Grătar cu orificiu	0,59	0,50	$\frac{L\mu\varepsilon}{H}=\frac{1}{2}\arccos\sqrt{\eta_1}-\frac{3}{2}\sqrt{\eta_1(1-\eta_1)}$	0,80	0,75	Prin modificarea lui μ	Aceeași ecuație a fost propusă și de Garot (1936) pentru grătarul cu bare.
2		Bouvard				Ovoidă	—	—		—	—	Prin integrarea ecuațiilor în mod riguros	Analiza experiențelor citate arată că μ variază de-a lungul grătarului.
3		Noseda	$\frac{de}{dx}=0$				0,54	0,47		$\mu=a^{\alpha}\left(\frac{h}{s+t}\right)^{\beta}$		Prin integr. ecuației luînd $\frac{de}{dx}=0$	**Ipoteza existenței pierderilor de sarcină la grătare înclinate nu e justificată pentru panta mică ($i\leq 0{,}2$) eroarea este neglijată. Formula pentru μ e valabilă în domeniul: $0{,}15<\varepsilon<0{,}30$; $0{,}2<h/l<3{,}5$.**
4		Mostkov	$\frac{dH}{dx}=0$	$dq=\mu\varepsilon\sqrt{2gH}\,dx$		Dreptunghiulare	0,51	0,45	$\frac{L\mu\varepsilon}{H}=\eta_1\sqrt{(1-\eta_1)}$	0,50	0,43	Prin modificarea lui μ.	Nu se descriu experiențele de bază.
5	Se dă forma lamei	Frank	—	$dq=\mu\varepsilon\sqrt{2ghdx}$	Elipsa		—	—	$\frac{L\mu\varepsilon}{H}=2{,}561\sqrt{\eta_1}$	—	—	Prin metoda aproximativă de asimilare cu $i=0$.	Fără bază experimentală. Nu se dă valoarea lui μ. Rezultatele diverg mult de celelalte formule.
6		Malik-Nubarov	—		Dreaptă	Romboidală	—	—	$\frac{L\mu\varepsilon}{H}=1{,}5\sqrt{\eta_1}$	0,7	—	—	Nu se descriu experiențele de bază.
7		Fandeev	—		Parabola		0,66	—	$\frac{L\mu\varepsilon}{H}=0{,}93(\eta_1=0{,}66)$	1	—	—	Fără bază experimentală.
8		Zamarin	—	$q=\mu\varepsilon\sqrt{2gh_m}\,L$		Dreptunghiulare			$\frac{L\mu\varepsilon}{H}=0{,}726(\eta_1=0{,}53)$	$e>41$	—	—	Metodă cu totul aproximativă.

Malik S. C. Nuborov: Din experiența de proiectare-exploatare a prizelor de fund. Ghidrotehnika i Meliorația, nr. 3/1952.

Kuntzman J., Bouvard M.: Studiul teoretic al grătarelor prizelor de apă de tip „pe dedesubt". La Houille Blanche", nr. 5/1954.

Malik—Nubarov C.: Calculul hidraulic al unui grătar de fund, Ghidrotehniceskoe Stroitelstvo, nr. 11/1956.

Zamarin, Fandeev: Construcții hidrotehnice, Moscova, 1955.

Fandeev V. V.: Despre calculul barajelor cu priză și cu grătar de fund. Ghidrotehnika i Meliorația, nr. 7/1953.

Mostkov M. A.: Principiile proiectării hidroenergetice, Moscova, 1950.

Mostkov M. A.: Îndreptar hidraulic, Moscova, 1954.

Noseda G.: Curenți permanenți cu debit descrescînd treptat debușind pe grătare de fund. L'Energia Elettrica, nr. 1/1955.

Noseda G.: Idem, L'Energie Elettrica 3/1955.

Indri E.: Incercări pe model ale unei prize cu funcționare automată, L'Energia Elettrica, 1953.

Orth. J. Chardonnet E., Meynardi G.: Studiul grătarelor pentru prize de apă de tip „pe dedesubt". La Houille Blanche, nr. 3/1954.

Ract Madoux, Bouvard M., Molbert J., Zumstein I.: Cîteva realizări recente de prize „pe dedesubt" de mare altitudine în Savoia. La Houille Blanche, nr. 6/1955.

Salahov F. S.: Un nou sistem de priză pentru rîurile de munte, Ghidrotehnika i Meliorația, nr. 5/1956.

B. Puţuri de racord

Kalinske A. şi *Robertson J. M.:* Antrenarea aerului în conducte închise. Proceedings, septembrie, 1942.

Fasso C.: Experienţe asupra antrenării aerului în conducte forţate în cazul introducerii unui debit secundar în galeria de derivaţie. L'Energia Elettrica, nr. 11—12/1949.

Viparelli M.: Antrenarea aerului de către curenţi de apă în conducte. L'Energia Elettrica, nr. 11/1954.

Feodorov N. F.: Noi cercetări şi calcule hidraulice ale reţelelor de canalizare, Leningrad, 1956.

Marquenet G.: Antrenarea aerului în cazul scurgerii în conducte verticale. Aplicaţii la puţurile aducţiilor secundare. Congresul A.I.R.H., 1953.

Laushey L. H. şi *Mavis F. T.:* Antrenarea aerului în scurgerea apei într-un puţ vertical. Congresul A.I.R.H., 1953.

Gaspard B., Netter L., Filipps P.: Emisarul sud de la Orly „Travaux", iunie 1949.

Levin şi Jevdevici: Admisia apei în puţuri, Congresul A.I.R.H., 1953.

Cohen Lara: Degazarea naturală în puţuri înclinate. Congresul A.I.R.H., 1955.

C. Castele de echilibru

Makarov: Calculul hidraulic al castelelor de echilibru, Moscova, 1933.

Escande L.: Studii noi asupra castelelor de echilibru, Paris, 1951.

Bouvard şi *Molibert:* Calculul castelului cu diafragmă al uzinei Isere-Arc. La Houille Blanche, nr. 2/1953.

Wisner P.: Cu privire la încercarea pe modele a castelelor de echilibru. Hidrotehnica şi Energetica, nr. 1/1955.

Metode grafice de calcul hidraulic la un complex fluvial

Conf. ing. D. CIOC şi ing. R. AMAFTIESEI

CZ: 627.13.001.57

În complexul fluvial Dunăre — Bala — Borcea (fig. 1) a apărut în ultimele trei decade, un fenomen dăunător navigaţiei, care constă în dezvoltarea braţelor *(2—3)* şi *(3—6)* în detrimentul braţului *(2—6)*. Se pune problema de a limita acest fenomen şi de a efectua în complex modificări, prin lucrări corespunzătoare, care să ducă la restabilirea condiţiilor de navigaţie în complex.

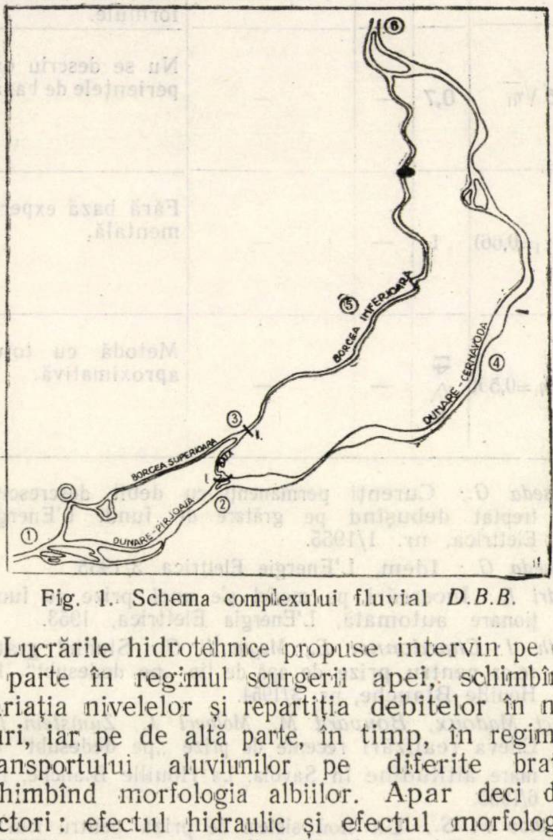


Fig. 1. Schema complexului fluvial *D.B.B.*

Lucrările hidrotehnice propuse intervin pe de o parte în regimul scurgerii apei, schimbînd variaţia nivelelor şi repartiţia debitelor în noduri, iar pe de altă parte, în timp, în regimul transportului aluviunilor pe diferite braţe, schimbînd morfologia albiilor. Apar deci doi factori: efectul hidraulic şi efectul morfologic care în timp se influenţează reciproc, unul fiind funcţie de celălalt. Dintre aceştia, prin reducerea problemei la momentul iniţial (momentul construcţiei lucrărilor hidrotehnice), se evaluează prin calcul numai efectul hidraulic al soluţiilor propuse, independent de efectul morfologic, cu observaţia că în calcule se folosesc chei limnimetrice din natură care conţin influenţa modificărilor morfologice trecerii de la ape mici la ape mari.

S-au efectuat calcule hidraulice pentru următoarele cazuri: prag de fund pe braţul *(2—3)*; prag de fund pe braţul *(3—6)*; lucrări de regularizare care modifică capacitatea de scurgere a braţului *(1—3)*; condiţii de reglaj aval pentru soluţiile din nodul 2 care se încearcă pe model.

Sistemul general de ecuaţii

Intr-un complex fluvial cu *n* braţe şi *m* noduri în care se execută lucrări hidrotehnice ce modifică regimul hidraulic natural sînt necunoscute *n* debite pe braţe şi *(m-1)* cote în noduri. Cota a *m* — a este cunoscută fiind cota din nodul aval al complexului.

Pentru determinarea necunoscutelor se scrie următorul sistem de ecuaţii:

$$(n)\ \left\{ Q_{i-j} = f(z_i,\, z_j) \right. \quad \text{Ecuaţii caracteristice}^{*)}$$

pe braţe. (1)

$$(m\text{-}1)\ \left\{ \Sigma Q_i = 0 \right. \quad \text{Ecuaţii de continuitate}$$

în noduri.

---

*) Prin caracteristica braţului se înţelege graficul funcţiei $Q_{i-j} = f(z_i,\, z_j)$, în care: Q_{i-j} este debitul braţului $(i-j)$; z_i, z_j — cotele suprafeţei libere la extremităţile braţului.

A m — a ecuaţie de continuitate nu este distinctă.

Avînd $(n + m - 1)$ necunoscute şi un număr egal de ecuaţii, sistemul este rezolvabil. În cazul complexului fluvial studiat, $n = 5$, $m = 4$, numărul de necunoscute este $5+4-1=8$. Mai jos se dau metodele grafice de rezolvare a sistemului de ecuaţii pentru fiecare soluţie studiată.

Pentru rezolvare este necesar ansamblul cheilor limnimetrice, — în nodurile sectorului, în puncte intermediare pe braţe şi la amplasamentul lucrărilor — numit „regim mediu de calcul" — care în regim natural să dea legătura biunivocă între cotele diferitelor puncte şi debitele braţelor.

Determinarea curbelor de remuu pentru ecuaţiile caracteristice ale braţelor se face folosind metoda Rahmanov, cu următoarele formule:

$$\frac{\Delta z}{Q^2} = F \; ; \; F = f(z_m). \qquad (2)$$

în care:

Δz este diferenţa cotelor la capetele sectorului;
Q — debitul braţului pe sector;
F — modulul de rezistenţă al sectorului;
z_m — cota medie pe sector.

Metode de rezolvare

Se folosesc două căi de rezolvare.

a) Se propun lucrările hidrotehnice şi, pe baza acestor lucrări, pe braţul, respectiv se întocmeşte caracteristica braţului regularizat. Cu aceasta, prin calcule, urmează să se stabilească necunoscutele sistemului (cotele şi repartiţia debitelor lichide în noduri), deci să se obţină efectele hidraulice. Această cale s-a urmat pentru soluţiile de tip I şi II.

b) Fiind dată o necunoscută a sistemului, se determină prin calcul şi celelalte necunoscute care caracterizează lucrările de regularizare. Această cale este inversă celei anterioare şi are aplicaţie în cazul lucrărilor de tip III, unde complexitatea lucrărilor de regularizare nu permite stabilirea comodă a caracteristicii braţului regularizat. Se obţin rezultate calitative.

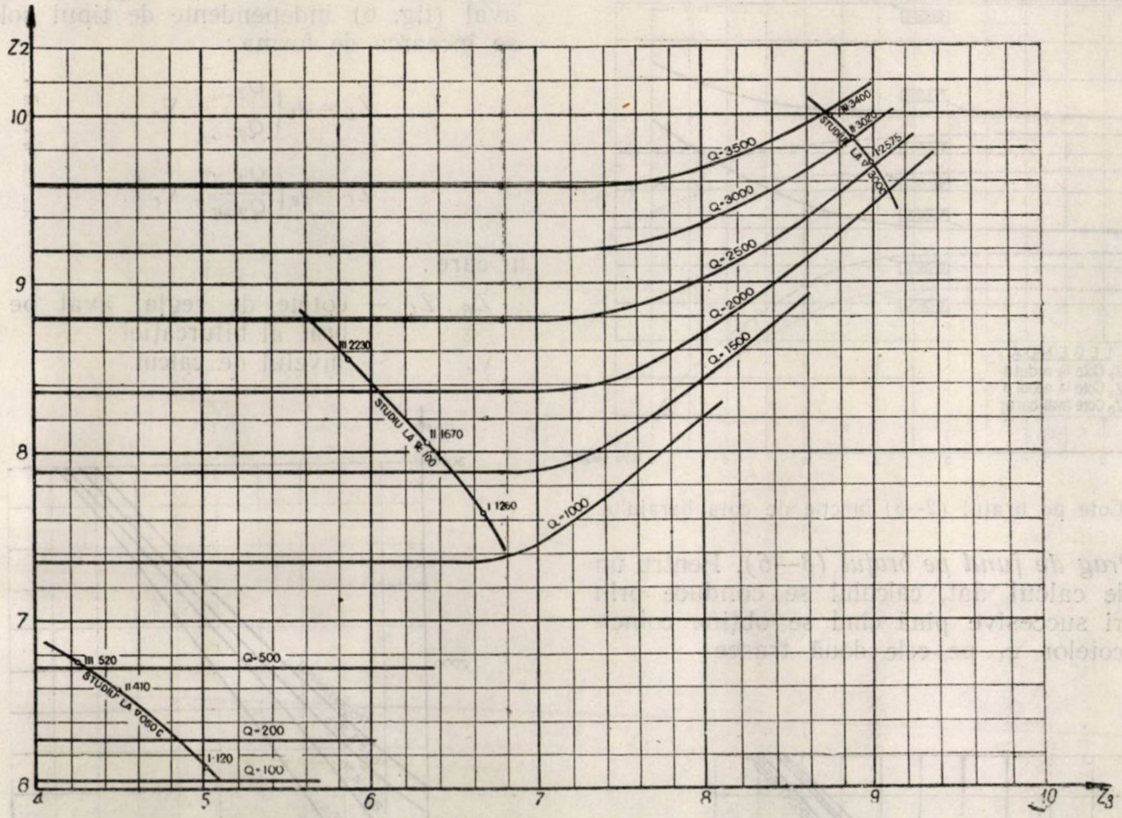


Fig. 2. Caracteristica braţului (2—3) $f(Q, z_2 z_3) = 0$. Baraj B_3 la cota 5,70 m.

I. *Prag de fund pe braţul (2—3).* Amplasamentul pragului de fund rezultă din fig. 1.

Caracteristica braţului *(2—3)* barat se obţine folosind formula deversorului şi calculînd curbele de remuu pînă la extremităţile braţului. In fig. 2 se dă caracteristica braţului *(2—3)* pentru unul dintre pragurile studiate.

Se pune problema de a găsi un debit Q_{3-6} (sau altă necunoscută) care, pentru un prag de fund dat şi pentru nivelul de calcul dat, să realizeze simultan închiderea cotelor în nodurile *1* şi *2* (*1* şi *3*). Aceste două condiţii conduc la trasarea a două curbe Q_{2-3} în funcţie de Q_{3-6} ales ca variabilă independentă, care la intersecţie dau Q_{2-3} şi Q_{3-6} în regim. Se calculează apoi şi restul necunoscutelor. Se reiau calculele şi pentru alte nivele de calcul şi alte praguri de fund şi rezultatele se înscriu în diagrame centralizatoare ca cele date în fig. 3—5.

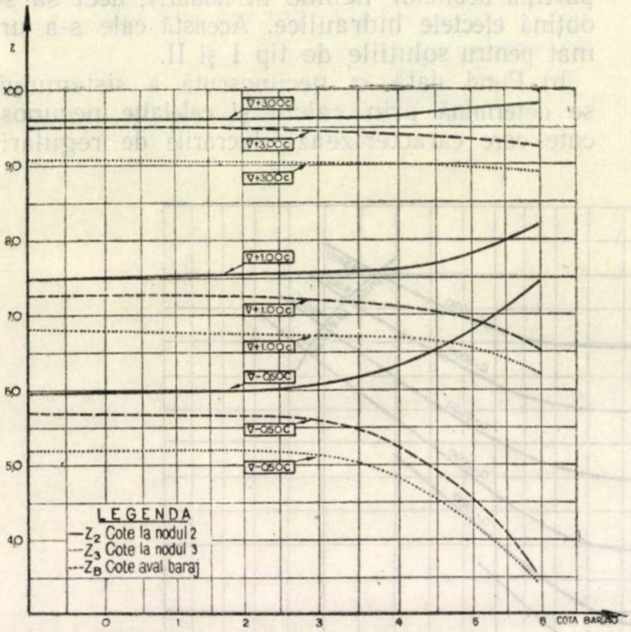


Fig. 3. Cote pe braţul *(2—3)* funcţie de cota barajului.

II. *Prag de fund pe braţul (3—6)*. Pentru un nivel de calcul dat, calculul se conduce prin încercări succesive pînă cînd se obţine coincidenţa cotelor z_1 pe cele două trasee.

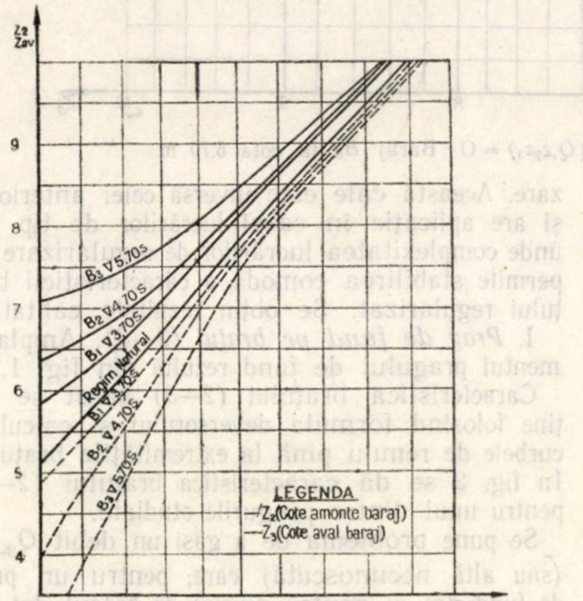


Fig. 4. Cote la prag în funcţie de nivelul la *C*.

III. *Modificarea capacităţii de scurgere a braţului (1—3)*. Procedeul de rezolvare a fost arătat la punctul b. Pentru un nivel de calcul se dă $\eta_6 = \frac{Q_{3-6}}{Q_{2-6}}$ şi se determină prin calcule de remuu valorile z_1, z_3 şi Q_{1-3}, care caracterizează lucrarea ce ar trebui făcută pe braţul *(1—3)*.

IV. *Condiţii de reglaj aval pentru soluţiile din nodul 2 ce se încearcă pe model.* Pentru soluţiile din nodul *2*, pentru care se fac încercări pe model, sînt necesare condiţii de reglaj aval. Prin calcul se realizează diagrame de reglaj aval (fig. 6) independente de tipul soluţiei ce se încearcă de forma:

$$Z_B = \psi_1\left(\frac{Q_{2-3}}{Q_{2-6}}, \nabla_c\right);$$
$$Z_C = \psi_2\left(\frac{Q_{2-3}}{Q_{2-6}}, \nabla_c\right), \qquad (3)$$

în care:

Z_B, Z_C — cotele de reglaj aval pe fiecare braţ al bifurcaţiei;
∇_c — nivelul de calcul.

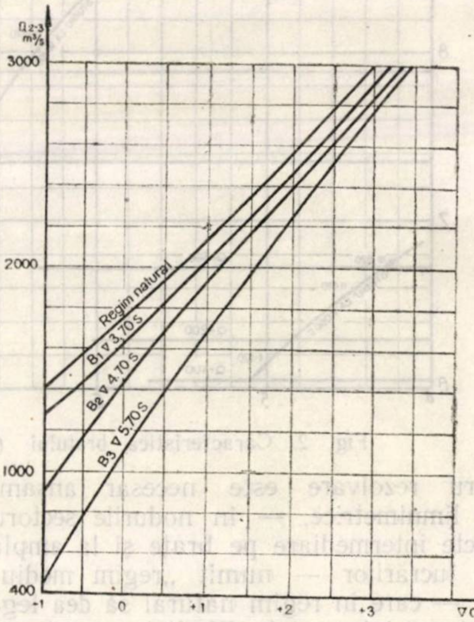


Fig. 5. Debite pe braţul *(2—3)* în funcţie de nivelul la *C*.

★

Cînd se pune problema unui complex fluvial format din mai multe braţe şi se face un studiu hidraulic sistematic pentru lucrări pe diferite braţe, metodele expuse devin laborioase, pentru fiecare soluţie adoptîndu-se o metodică specială cu volume de calcule suplimentare.

Ameliorarea deficienţelor amintite se poate face folosind o metodă grafică a „caracteristicilor braţelor", care se descrie mai jos pe schema complexului fluvial studiat cu lucrări de tip I:

— Pentru fiecare braţ se întocmesc caracteristicile în toate ipotezele de calcul.

— Urmărind dispoziţia schemei complexului, caracteristicile braţelor naturale sînt aşezate grupat (fig. 7), braţul *(2—3)* amenajat avînd caracteristica separat (fig. 2).

— Se pleacă de la cota z_6, căreia îi corespunde un debit al fluviului.

— Se presupune un debit Q_{3-6} şi din ecuaţia de continuitate se obţine Q_{2-6}.

— Din caracteristicile braţelor *(2—6)* şi *(3—6)* se obţin imediat z_2 şi z_3, cărora din caracteristica braţului amenajat *(2—3)* le corespunde debitul Q_{2-3}.

— În nodurile *2* şi *3*, scriind ecuaţii de continuitate, se determină debitele Q_{1-2} şi Q_{1-3} cu care se intră în caracteristicile braţelor respective. Se determină astfel z_1 dintr-o caracteristică şi z_1', din cealaltă.

— Dacă $z_1 \cong z_1'$, calculul pentru z_6 ales se consideră terminat, iar dacă $z_1 \neq z_1'$, atunci se încearcă cu un alt debit Q_{3-6} aşa cum cer caracteristicile. Imaginea grafică a unui calcul terminat este dreptunghiul format cu liniile de ordine din fiecare caracteristică.

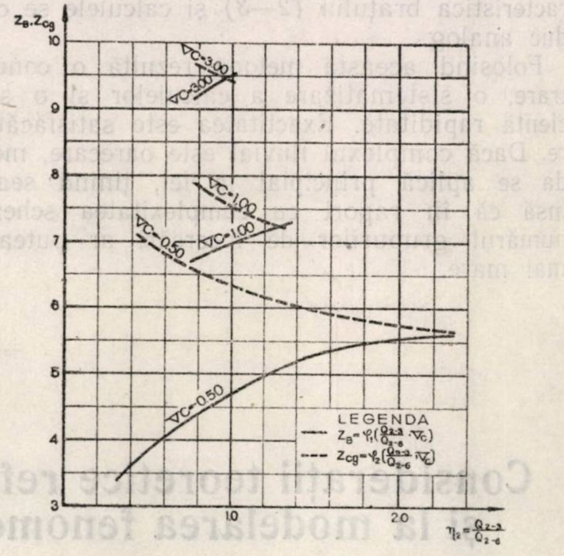


Fig. 6. Diagrama de reglaj aval pentru soluţiile din nodul *2* care se încearcă pe model.

Pe acelaşi grup de caracteristici (fig. 7) apar rezultatele şi pentru celelalte cote z_6 (nivele

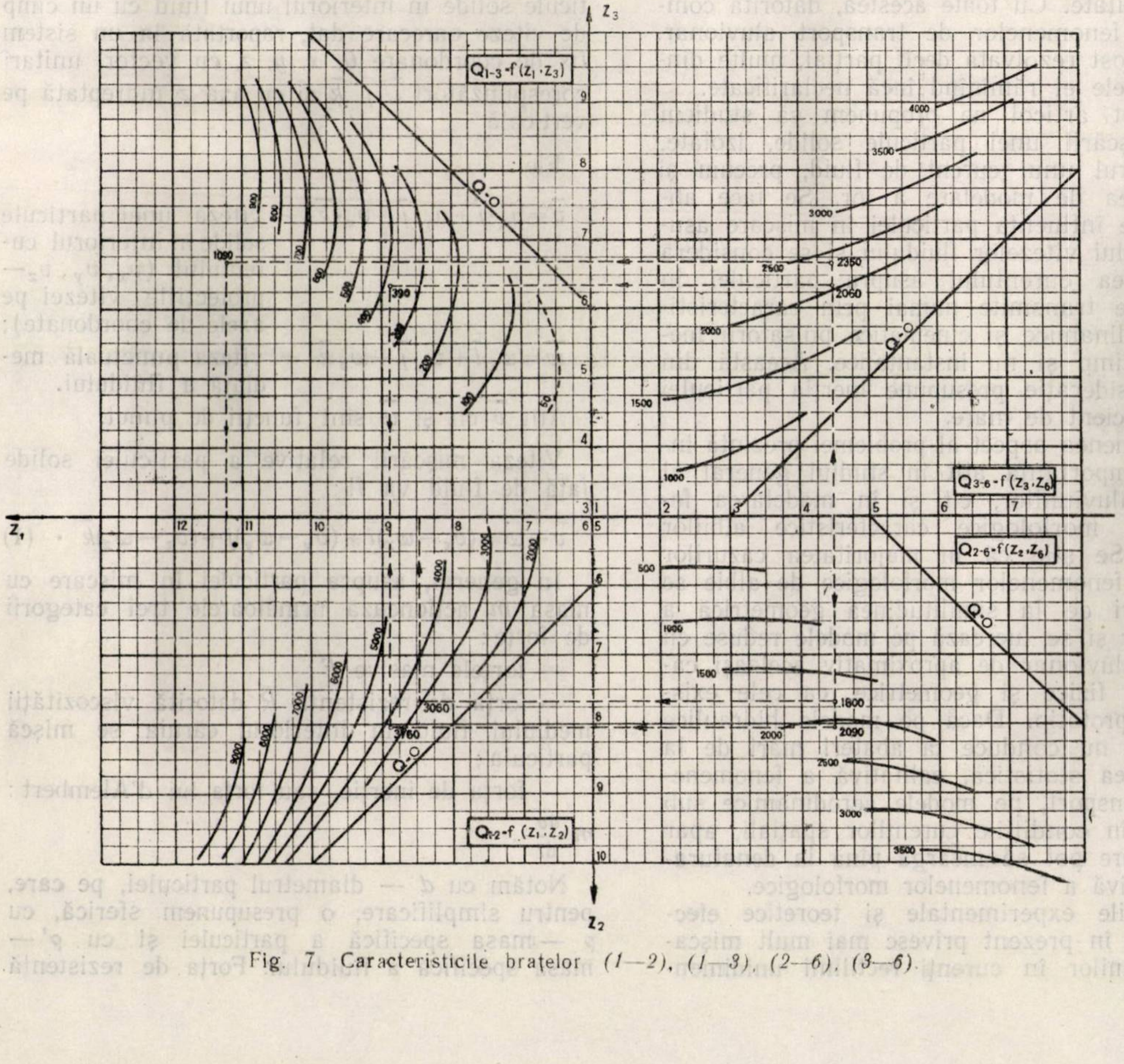


Fig. 7. Caracteristicile braţelor *(1—2)*, *(1—3)*, *(2—6)*, *(3—6)*.

de calcul). Dacă se studiază un alt prag de fund pe braţul *(2—3)*, se schimbă numai caracteristica braţului *(2—3)* şi calculele se conduc analog.

Folosind această metodă rezultă o concentrare, o sistematizare a calculelor şi o suficientă rapiditate. Exactitatea este satisfăcătoare. Dacă complexul fluvial este oarecare, metoda se aplică principial la fel, ţinînd seamă însă că în raport cu complexitatea schemei numărul grupurilor de încercări ar putea fi mai mare.

Concluzii

Pentru efectuarea calculelor hidraulice sînt necesare date din natură suficiente. Desimea secţiunilor de măsură este funcţie de mărimea variaţiilor de nivel produse şi de gradul preciziei dorite.

Metodica de calcul este laborioasă, dar permite rezolvarea prin calcul a problemelor hidraulice fluviale, substituind astfel total sau parţial încercările pe model care, uneori, devin inaccesibile.

Consideraţii teoretice referitoare la dinamica aluviunilor şi la modelarea fenomenelor de transport aluvionar

Ing. S. HÎNCU

CZ : 627.157

Problema mişcării aluviunilor face obiectul a numeroase lucrări teoretice şi experimentale de specialitate. Cu toate acestea, datorită complexităţii fenomenelor de transport aluvionar, ea nu a fost rezolvată decît parţial, multe dintre aspectele ei rămînînd încă neclarificate.

În acest articol ne propunem să studiem legile mişcării unei particule solide, izolate, în interiorul unui curent de fluid, precum şi posibilitatea de modelare a lor. Se face abstracţie de influenţa particulei în mişcare asupra cîmpului vitezelor fluidului şi se consideră că acţiunea curentului asupra particulei în mişcare se transmite numai prin caracteristicile sale dinamice şi cinematice pulsatorii mediate în timp şi nu instantanee. Această din urmă consideraţie presupune inerţia particulei solide suficient de mare.

Un asemenea aspect al problemei prezintă interes şi importanţă atît în studiul general al mişcării aluviunilor, cît şi în modelarea fenomenelor morfologice caracteristice albiilor de rîuri. Se ştie că în majoritatea cazurilor modelării fenomenelor morfologice de albie se fac abateri de la similitudinea geometrică a aluviunilor şi se lucrează pe modele reduse cu material aluvionar de aproximativ aceleaşi caracteristici fizice şi geometrice, ca cele existente pe prototip. Dacă pe modele hidraulice acest fapt nu conduce la abateri mari de la reproducerea statistică, calitativă a fenomenelor de transport, pe modele aerodinamice sub presiune, în condiţiile curenţilor spaţiali, apar abateri, care pot să meargă pînă la denaturarea calitativă a fenomenelor morfologice.

Cercetările experimentale şi teoretice efectuate pînă în prezent privesc mai mult mişcarea aluviunilor în curenţi rectilinii unidimensionali şi mai puţin mişcarea aluviunilor în condiţii spaţiale. Vom privi mişcarea unei particule solide în interiorul unui fluid cu un cîmp de viteze oarecare dat, raportată la un sistem fix de coordonare *0, x, y, z*, cu vectori unitari corespunzători $\overline{i}$, $\overline{j}$, $\overline{k}$ şi cu axă *z* îndreptată pe verticală

Fie :

$\overline{v}=v_x\cdot\overline{i}+v_y\cdot\overline{j}+v_z\cdot\overline{k}$ — viteza unei particule solide în interiorul curentului (v_x, v_y, v_z — proiecţiile vitezei pe axele de coordonate);

$\overline{w}=w_x\overline{i}+w_y\overline{j}+w_z\overline{k}$ — viteza punctuală mediată a fluidului.

Atît $\overline{v}$ cît şi $\overline{w}$ sînt funcţii de punct.

Viteza mişcării relative a particulei solide faţă de fluid va fi :

$$\overline{v}-\overline{w}=(v_x-w_x)\overline{i}+(v_y-w_y)\overline{j}+(v_z-w_z)\overline{k} \qquad (1)$$

În general, asupra particulei în mişcare cu masa *m* acţionează următoarele trei categorii de forţe :

— forţele masive $\overline{F}$;

— forţa de rezistenţă $\overline{R}$ datorită viscozităţii mediului fluid în interiorul căruia se mişcă particula ;

— forţa de inerţie, sau forţa lui d'Alembert : $m\frac{d\overline{v}}{dt}$.

Notăm cu *d* — diametrul particulei, pe care, pentru simplificare, o presupunem sferică, cu ρ — masa specifică a particulei şi cu ρ' — masa specifică a fluidului. Forţa de rezistenţă opusă de fluid particulei solide depinde de viteza relativă a fluidului față de particulă și poate fi exprimată sub forma:

$$\bar{R}=f\cdot\rho'\cdot\varphi[\mathrm{mod}\,(\bar{v}-\bar{w})]\frac{(v_x-w_x)\bar{i}+(v_y-w_y)\bar{j}+(v_z-w_z)\bar{k}}{\mathrm{mod}\,(\bar{v}-\bar{w})} \tag{2}$$

în care:

$f=\frac{\pi d^2}{4}$ este suprafața frontală a particulei;

$\mathrm{mod}\,(\bar{v}-\bar{w})$ — modulul vectorului vitezei relative;

$\varphi[\mathrm{mod}\,(\bar{v}-\bar{w})]$ — o funcție de modulul vitezei relative.

Forța motrică în cîmpul gravitațional poate fi scrisă:

$$\bar{F}=-\frac{\pi d^3}{6}(\rho-\rho')g\cdot\bar{k}\cdot$$

Ecuația de echilibru dinamic al particulei se scrie:

$$m\frac{\mathrm{d}\bar{v}}{\mathrm{d}t}=\bar{F}-\bar{R}\,, \tag{3}$$

sau, făcînd înlocuirile necesare, obținem:

$$\frac{\mathrm{d}\bar{v}}{\mathrm{d}t}=-\frac{3}{2d}\frac{\rho'}{\rho}\cdot$$

$$\cdot\varphi[\mathrm{mod}\,(\bar{v}-\bar{w})]\frac{(v_x-w_x)\bar{i}+(v_y-w_y)\bar{j}+(v_z-w_z)\bar{k}}{\mathrm{mod}\,(\bar{v}-\bar{w})}-$$

$$-\frac{\rho-\rho'}{\rho}g\,\bar{k}\cdot \tag{4}$$

Proiectată pe axele de coordonate, ecuația (4) devine:

$$\frac{\mathrm{d}v_x}{\mathrm{d}t}=-\frac{3}{2l}\frac{\rho'}{\rho}\varphi[\mathrm{mod}\,(\bar{v}-\bar{w})]\frac{v_x-w_x}{\mathrm{mod}\,(\bar{v}-\bar{w})};$$

$$\frac{\mathrm{d}v_y}{\mathrm{d}t}=-\frac{3}{2d}\frac{\rho'}{\rho}\varphi[\mathrm{mod}\,(\bar{v}-\bar{w})]\frac{v_y-w_y}{\mathrm{mod}\,(\bar{v}-\bar{w})}; \tag{4'}$$

$$\frac{\mathrm{d}v_z}{\mathrm{d}t}=-\frac{3}{2d}\frac{\rho'}{\rho}\varphi[\mathrm{mod}\,(\bar{v}-\bar{w})]\frac{v_z-w_z}{\mathrm{mod}\,(\bar{v}-\bar{w})}-\frac{\rho-\rho'}{\rho}g\cdot$$

Rezolvarea ecuațiilor (4') pentru un cîmp de viteze dat al fluidului se poate efectua doar în cazuri cu totul particulare, cunoscînd în prealabil forma funcției φ. De cele mai multe ori se presupune:

$$\varphi=K(\bar{v}-\bar{w})^2, \tag{5}$$

în care K este un coeficient care și el, la rîndul său, depinde de viteza fluidului $\bar{w}$ și de viscozitatea sa cinematică ν, de viteza $\bar{v}$ și diametrul d ale particulei: $K=K\left(\frac{\mathrm{mod}\,\bar{w}}{\mathrm{mod}\,\bar{v}}\ \text{și}\ \frac{\mathrm{mod}\,\bar{v}d}{\nu}\right)$.

Ecuațiile (4') sînt analoge cu ecuațiile mișcării particulelor în Balistică [1], deși au o formă mai complicată.

Ultimele două ecuații din (4') sînt asemănătoare cu ecuațiile deduse de N. E. Jukovski [2] pentru cazul mișcării particulelor solide, în suspensie în curenții elicoidali.

Se înțelege, în felul cum s-a privit mișcarea particulei izolate în mediul fluid în mișcare, s-a exclus influența turbulenței asupra traiectoriei particulei. Experiențele noastre efectuate în Institutul de Cercetări Hidrotehnice, ale lui Zingg [3] și considerațiile teoretice ale lui Bagnold [4] au arătat că influența turbulenței fluidului asupra particulei suspendate, în mișcare, este cu atît mai neglijabilă, cu cît greutatea specifică a particulei diferă mai mult de greutatea specifică a fluidului înconjurător și cu cît dimensiunile particulei depășesc dimensiunile pulsațiilor vitezei fluidului.

Dacă în ecuațiile (4') se neglijează termenii inerțiali, se obțin ecuații a căror rezolvare pentru cazul mișcării elicoidale a fluidului în canal cu secțiune pătrată a fost dată pentru prima dată de B. A. Pîșkin în anul 1955 [5].

Dacă se aplică ecuațiile (4') unei mișcări a particulei în lungul unei mișcări uniforme rectilinii a fluidului și se exclud forțele masice, se obține o rezolvare analogă cu cea dată de Bagnold:

$$\ln\frac{v_y-w_{y0}}{v_{y0}-w_{y0}}=\frac{3}{2d}\frac{\rho'}{\rho}K\,(y_f-y_p)\,, \tag{6}$$

în care:

y_f-y_p este distanța relativă parcursă de fluid față de particulă;

$v_{y0}-w_{y0}$ — viteză relativă inițială;

$$K=\frac{\varphi[\mathrm{mod}\,(\bar{v}-\bar{w})]}{(v_y-w_{y0})^2}=\text{const.} \tag{7}$$

Pentru $w_{y0}=0$ și $v_y=\frac{1}{2}v_{y0}$, se obține noțiunea de penetrație, așa cum a fost definită de Bagnold [4]:

$$P=\frac{y_p}{d}=\frac{16}{3}\frac{1}{K_1}\frac{\rho'}{\rho}\ln 2\cdot \tag{8}$$

Penetrația caracterizează puterea de pătrundere a unei particule solide prin fluidul care o înconjură și a fost definită de Bagnold ca distanță în diametre de particulă pe care particula o parcurge printr-un fluid sub propriul ei impuls, înainte ca viteza să se reducă la jumătate. Penetrația explică comportarea unei particule solide în mișcare rectilinie în fluide diferite.

Studiul mișcării unei particule solide în interiorul unui fluid în mișcare curbilinie, cu un cîmp de viteze dat, ar da posibilitatea să se aprecieze calitativ și cantitativ mișcarea aluviunilor în suspensie în coturi. Un asemenea studiu ar fi necesar în explicarea abaterilor calitative de la reproducerea fenomenelor morfologice în coturi la viteze mari de lucru pe model aerodinamic sub presiune cu pat mobil.

Considerăm posibil a aprecia calitativ mișcarea aluviunilor în coturi pornind de la studiul mișcării unei particule solide cu un unghi de incidență dat față de direcția rectilinie a curentului în interiorul căruia se mișcă.

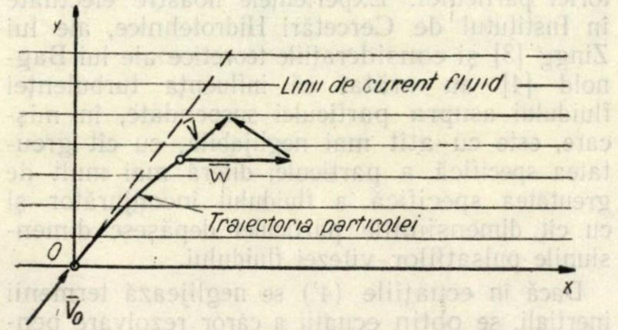


Fig. 1. Schema de mișcare a unei particule solide în interiorul unui curent de fluid uniform rectiliniu.

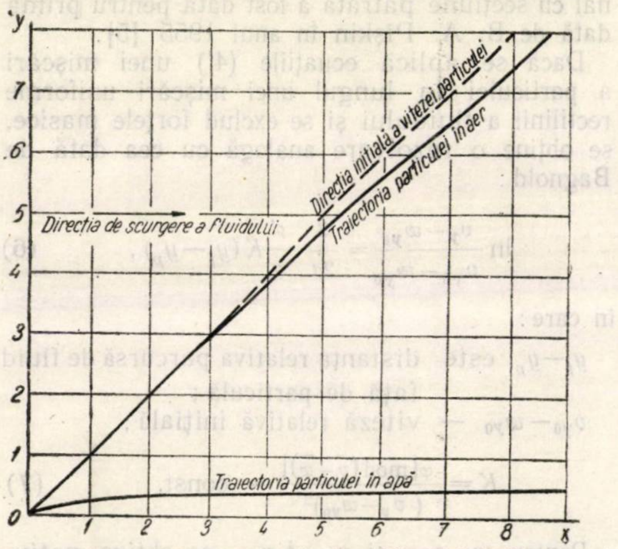


Fig. 2. Traiectoriile unei particule solide în interiorul unui curent uniform rectiliniu de apă și aer. Exemplu de calcul.

Făcînd abstracție de mișcarea pe verticală, primele două ecuații diferențiale din (4') conduc la următoarele soluții:

$$v_y = \frac{v_{v_0}}{1+v_{y_0}\cdot At}, \quad v_x = w_x + \frac{v_{x0}-w_x}{v_{y_0}} v_y \qquad (9)$$

$$y = \frac{1}{A}\ln(1+v_{y_0}A\cdot t)$$

și

$$x = wt + \frac{v_{x0}-w_x}{Av_{y_0}}\ln(1+v_{y_0}\cdot A\cdot t) \qquad (10)$$

sau

$$x = w_x\frac{C^{Ay}-1}{A\cdot v_{y_0}} + \frac{v_{x0}-w_x}{v_{y0}}y, \qquad (11)$$

în care:

v_{y_0}, v_{x0} — vitezele inițiale ale particulei pe cele două axe de coordonate;

w_x — viteza fluidului (w_x = const.);

$$A = \frac{3}{2d}\frac{\rho'}{\rho}\frac{K}{v_{y_0}}\sqrt{v_{y0}^2+(v_{x0}-w_{x0})^2}.$$

S-a considerat K = const., ceea ce este admisibil pentru domenii limitate ale vitezei v.

Ecuațiile (10) și (11) arată că traiectoria particulei solide depinde atît de caracteristicile cinematice, cît și de caracteristicile fizice ale fluidului și ale particulelor.

În fig. 2 s-au reprezentat pe aceeași scară geometrică traiectoriile particulei solide în curent de aer și apă. S-au luat:

Pentru apă: $v_{x0}=v_{y0}=20$ cm/s, $w_{x0}=50$cm/s, $\frac{\rho'}{\rho}=\frac{1}{2,5}$, $d=0,25$ mm, $K=1,5$.

Pentru aer: $v_{x0}=v_{y0}=200$ cm/s, $w_{x0}=500$ cm/s. $\frac{\rho'}{\rho}=\frac{1}{1\,200}$, $d=0,25$ mm, $K=1$.

Valorile coeficientului K au fost luate aproximativ, păstrînd același ordin de mărime cu cele admise de Bagnold într-un exemplu de calcul în lucrarea sa [4] *).

Fig. 2 ilustrează diferența deosebit de mare între traiectoriile particulelor solide în cele două medii fluide — apă și aer — reprezentate pe aceeași scară geometrică. Această diferență se datorește în cea mai mare măsură valorilor diferite ale celor două rapoarte $\frac{\rho'}{\rho}$.

Comparativ mișcarea particulelor solide în suspensie în curenți similari de fluide, în general diferite, se poate studia pe baza teoriei similitudinii. Pentru deducerea condițiilor de similitudine să ne imaginăm doi curenți similari sub raport cinematic și cu fenomene de transport aluvionar asemănătoare.

Notăm cu α_j scara de modelare a mărimii j.

Punînd condiția ca ecuațiile (4'), după folosirea parametrilor de scară, să fie identice, atît pentru prototip cît și pentru model, obținem din primele două ecuații:

$$\left.\begin{aligned} \frac{\alpha_{v_x}^2}{\alpha_x} &= \frac{1}{\alpha_d}\frac{\alpha_{\varrho'}}{\alpha_\varrho}\cdot\alpha_\varphi\cdot\alpha\cos(\overline{R}, x); \\ \frac{\alpha_{v_y}^2}{\alpha_y} &= \frac{1}{\alpha_d}\frac{\alpha_{\varrho'}}{\alpha_\varrho}\cdot\alpha_\varphi\cdot\alpha\cos(\overline{R}, y). \end{aligned}\right\} \qquad (12)$$

Avînd în vedere similitudinea cinematică și similitudinea fenomenelor de transport aluvionar, rezultă:

$$\left.\begin{aligned} &\alpha\cos(\overline{R}, x) = \alpha\cos(\overline{R}, y) = 1; \\ &\alpha_{v_x}^2 = \alpha_{v_y}^2 = \alpha_v^2; \\ &\alpha_x = \alpha_y = \alpha_l; \\ &\alpha_l = \frac{\alpha_d\cdot\alpha_v^2\cdot\alpha_\varrho}{\alpha_\varphi\cdot\alpha_{\varrho'}}. \end{aligned}\right| \qquad (13)$$

Considerînd:

$$\alpha_\varphi = \alpha_K\cdot\alpha^2\,\mathrm{mod}\,(\overline{v}-\overline{w}) = \alpha_K\alpha_v^2, \qquad (14)$$

---

*) La efectuarea calculelor a contribuit și tov. teh. Bodoagă B.

putem scrie:

$$\alpha_l = \frac{\alpha_d \cdot \alpha_\varrho}{\alpha_K \cdot \alpha_{\varrho'}}. \tag{15}$$

Relaţia (15) dă scara geometrică de modelare a traiectoriei particulei în cazul cînd există similitudinea cinematică a curenţilor şi similitudinea fenomenelor de transport în suspensie. Scara geometrică de modelare a traiectoriei particulei trebuie să fie identică cu scara geometrică a modelului.

Din cea de a treia ecuaţie a sistemului (4') rezultă în plus:

$$\frac{\alpha_v^2}{\alpha_h} = \frac{\alpha_{\varrho'} \cdot \alpha_K \cdot \alpha_v^2}{\alpha_d \cdot \sigma_\varrho} = \alpha_{\frac{\rho-\rho'}{\rho}} \tag{16}$$

sau

$$\frac{\alpha_v^2}{\alpha_h \cdot \alpha_{\frac{\varrho-\varrho'}{\varrho}}} = 1 \tag{17}$$

$$\frac{\alpha_v^2}{\alpha_d \cdot \alpha_{\frac{\varrho-\varrho'}{\varrho}}} \times \frac{\alpha_{\varrho'} \cdot \alpha_K}{\alpha_\varrho} = 1\,. \tag{18}$$

Relaţia (17) exprimă condiţia Fr = const. de modelare a fenomenelor de transport în suspensie *). Pentru scara geometrică a înălţimilor obţinem deci expresia:

$$\alpha_h = \frac{\alpha_d \cdot \alpha_\varrho}{\alpha_K \cdot \alpha_{\varrho'}} = \frac{\alpha_v^2}{\alpha_{\frac{\varrho-\varrho'}{\varrho}}}. \tag{19}$$

Pe modele hidraulice avem $\alpha_{\varrho'} = 1$ şi condiţia (15) este uşor de respectat, alegînd un material aluvionar ale cărui caracteristici ρ, d să conducă la satisfacerea acestei condiţii.

Nerespectarea relaţiilor (17) şi (18) nu conduce la abateri prea mari.

Deoarece în majoritatea cazurilor $\alpha_l < 1$, $\alpha_h < 1$, rezultă $\alpha_\varrho < 1$ şi, implicit, $\alpha_K > 1$ pentru $\alpha_d \geqslant \alpha_h$. Această condiţie concordă cu condiţia cerută de modelarea forţei critice de antrenare a materialului solid la anumite numere Fr ($\alpha_{\tau_{cr}} = \alpha_\tau$; $\alpha_{Fr} = 1$). Trebuie menţionat, însă, că salturile particulei solide în curenţi de apă sînt relativ mici şi fenomenul de transport pentru particule, asupra traiectoriei cărora pulsaţiile vitezelor nu au o influenţă instantanee, are loc mai mult pe fund.

În modelarea fenomenelor de albie de rîuri pe modele cu aer sub presiune, practic nu vom putea alege un material solid cu caracteristici ρ, d care să satisfacă. pe de o parte, relaţia (15), iar pe de altă parte, condiţiile $Re > Re_{cr}$ şi $\alpha_{\tau_{cr}} = \alpha_\tau$. Condiţia $Re > Re_{cr}$ cere ca scurgerea pe model să aibă loc în regim turbulent corespunzătoare regimului de scurgere în natură. Condiţia $\alpha_{\tau_{cr}} = \alpha_\tau$ se poate realiza pentru orice material solid pe modele cu aer sub presiune în cazul în care antrenarea are loc în domeniul de automodelare. Condiţia $Re > Re_{cr}$ presupune o anumită viteză de lucru pe modele şi, deci, modelarea albiei cu un anumit material granular, care să nu ducă la un transport intens în suspensie.

Folosirea nisipului sau a mălaiului pe modele aerodinamice ca material aluvionar duce la abateri mari de la similitudinea geometrică a traiectoriei particulei. De exemplu, dacă se pot considera următoarele valori ale coeficienţilor de reducere la scară:

a) Pentru nisip $\alpha_d = 1$, $\alpha_\varrho = 1$, $\alpha_K = 2$, $\alpha_{\varrho'} = \frac{1}{800}$, obţinem: $\alpha_l = \frac{800}{2} = 400$. Deci, modelul trebuie să fie geometric mai mare decît natura.

b) Pentru mălai, aproximativ $\alpha_d = 1$, $\alpha_\varrho = 0{,}5$, $\alpha_K \cong 2 \div 4$, $\alpha_{\varrho'} = \frac{1}{800}$, obţinem: $\alpha_l = \frac{800}{4} \div \frac{800}{8}$.

Abaterea de la similitudinea geometrică în cazul în care scara pe orizontală o modelului e de ordinul 1/100 — 1/1 000 este foarte mare.

Dacă în fig. 2, pentru traiectoria particulei în aer vom face transformările de scară geometrică după relaţia (15), cele două curbe se suprapun (fig. 3).

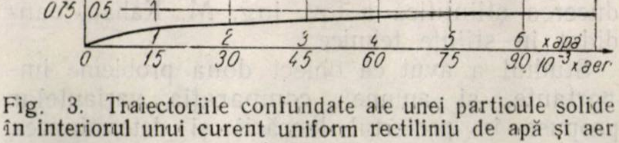


Fig. 3. Traiectoriile confundate ale unei particule solide în interiorul unui curent uniform rectiliniu de apă şi aer în cazul transformării $\frac{h_{aer}}{h_{apă}} = 667$. Exemplu de calcul.

În acest caz modelul cu curenţi de aer este construit la scara:

$$\alpha_l = \frac{\alpha_d\ \alpha_\varrho}{\alpha_K \cdot \alpha_{\varrho'}} = 667.$$

Similitudinea celor doi curenţi cu fenomene de transport aluvionar în suspensie asemănătoare, presupune identitatea nu numai a ecuaţiilor diferenţiale pentru fiecare particulă solidă în mişcare, ci şi a condiţiilor iniţiale şi de contur. Mişcarea aluviunilor în suspensie constituie, în general, un proces statistic, mai complicat decît cel descris de ecuaţiile (4'), şi nu poate fi vorba de identitatea condiţiilor iniţiale şi de contur pentru fiecare particulă în parte. În plus, mişcarea aluviunilor în curenţi de aer sub presiune prezintă şi alte particularităţi faţă de mişcarea aluviunilor în curenţi de apă, particularităţi pe care ne propunem să le analizăm în cadrul unor articole viitoare.

---

*) Ideea introducerii numărului Fr în modelarea fenomenelor morfologice în curenţi de aer aparţine tov. conf. D. Cioc.

Totuşi, ecuaţiile diferenţiale (4') precum şi condiţiile de existenţă a similitudinii (15), (17), (18) explică abaterile mari care au loc de la reproducerea fenomenelor morfologice pe modele aerodinamice sub presiune în cazul unui transport accentuat de particule în suspensie în curenţi spaţiali. Pentru reducerea acestor abateri este necesar ca transportul aluviunilor să aibă loc, pe cît posibil, prin tărîre pe fund. Interpretarea rezultatelor se face de la caz la caz ţinînd seamă de aceste abateri.

Înlocuirea aerului cu apa pe modele sub presiune reduce de circa 800 de ori aceste abateri. De aici rezultă posibilitatea obţinerii unor rezultate mai bune în studiul fenomenelor morfologice pe modele reduse sub presiune, cu folosirea apei ca mediu fluid.

Bibliografie

[1] *Lorenz H.* : Ballistik, München und Berlin, 1942.

[2] *Jukovski N. E.* : O snejnîh zanosax i zailenii rek Polnoe sobranie socinenii, tom III, ONTI N.K.T.P.M.L., 1936.

[3] *Zingg A. W.* : Wind-tunnel studies of the movement of sediment material. Proceedings of the fifth Iowa Hydraulics Conference, 1952.

[4] *Bagnold R. A.* : Mişcarea unui pat granular fără coeziune prin scurgerea unui fluid peste el. British Journal of Applied Physics, 2 (1951) nr. 2, Londra.

[5] *Pîşkin B. A.* : Vintovoe dvijenie jidkosti so vzveşennîmi nanosami v priamoi trube kvadratnogo secenia. Ghidravliceskie issledovania i rascetî ghidrotehnicescîhsoorujenii Izdratelstvo Akademii Nauk U.S.S.R., Kiev 1955.

Studiul hidraulic pe model redus al amplasamentului unui pod

Ing. A. FILOTTI şi ing. D. DELICAN

CZ : 627.13.001.57:624.21

Construcţia unui nou pod de şosea pe Siret a pus probleme hidraulice a căror soluţie nu poate fi găsită prin încercări pe model redus. Încercările au fost efectuate la Institutul de studii şi Cercetări Hidrotehnice al Comitetului de Stat al Apelor, de către un colectiv al Laboratorului de Hidraulică Generală, sub conducerea ştiinţifică a tov. ing. M. Kahan, candidat în ştiinţe tehnice.

Studiul a avut ca obiect două probleme importante, şi anume: comparaţia variantelor propuse în proiectul lucrării şi determinarea traseului digurilor de regularizare locală a rîului în amplasamentul optim găsit.

★

În regiunea podului, Siretul are o albie majoră de 3—4 km lăţime limitată de dealuri. Albia majoră este brăzdată de numeroase viroage şi de vechi bucle părăsite ale rîului. De la 2 km în amonte lăţimea rîului este limitată la 1,5 km de un dig de 4 km lungime care apără terenurile afectate culturii sfeclei de zahăr. Albia minoră are o lăţime de 50—80 m fiind bine delimitată; malurile ei au o înălţime de 3,50—4,00 m deasupra etiajului (fig. 1 şi 2).

Această înălţime nu scade decît la intersecţia albiei cu vechile bucle ale rîului sau cu diferitele viroage. Albia minoră a rîului este depăşită chiar de apele medii de 250 m^3.

Cursul Siretului nu este stabil. Din anul 1913, de cînd există date asupra morfologiei albiei, rîul şi-a modificat de mai multe ori cursul, în special la fiecare viitură importantă. S-a putut totuşi constata că albia minoră s-a menţinut într-o zonă de circa 1 km lăţime dinspre malul stîng.

Scara modelului a fost stabilită ţinînd seamă de următoarele condiţii:

1) asigurarea similitudinii fenomenelor locale, prin identitatea numărului Froude în natură şi pe model;

2) deschiderea podului trebuia să fie suficient de mare pentru a permite anumite studii de detaliu fără a necesita alt model;

3) trebuiau asigurate condiţii de antrenare a materialului mobil utilizat pe model;

4) spaţiul liber în laborator era limitat.

Studiile efectuate au dus la alegerea unui model cu distorsiune cu scara lungimilor $\alpha_l = 200$ şi scara înălţimilor $\alpha_h = 65$. Datorită faptului că, pe de o parte, apele mari sînt dirijate spre pod de digul existent în amonte, iar pe de altă parte, modificările morfologice se menţin în zona amintită, modelul era limitat la 1,2 km din albia majoră plecînd de la malul stîng. Scările rezultate ale celorlalte mărimi importante sînt următoarele:

scara numerelor Froude $\alpha_{Fr} = 1$;
scara numerelor Reynolds $\alpha_{Re} = 525$;
scara vitezelor $\alpha_v = 8{,}06$;
scara debitelor $\alpha_q = 105\,000$.

Datele din natură privitoare la debitul solid şi la materialul constitutiv al albiei sînt insuficiente pentru stabilirea unor rezultate cantitative; în consecință, încercările privitoare la eroziuni nu au avut ca scop decît să dea date comparative între diferitele soluții studiate.

In partea amonte a modelului a fost instalat un deversor de măsură triunghiular.

Nivelele erau determinate cu o precizie de ± 6,5 mm în natură cu ajutorul unui ac de măsură fixat pe un pod mobil. Vizualizarea liniilor de curent s-a realizat prin flotoare luminoase cu ajutorul unei instalației de cronofotografiere (fig. 3).

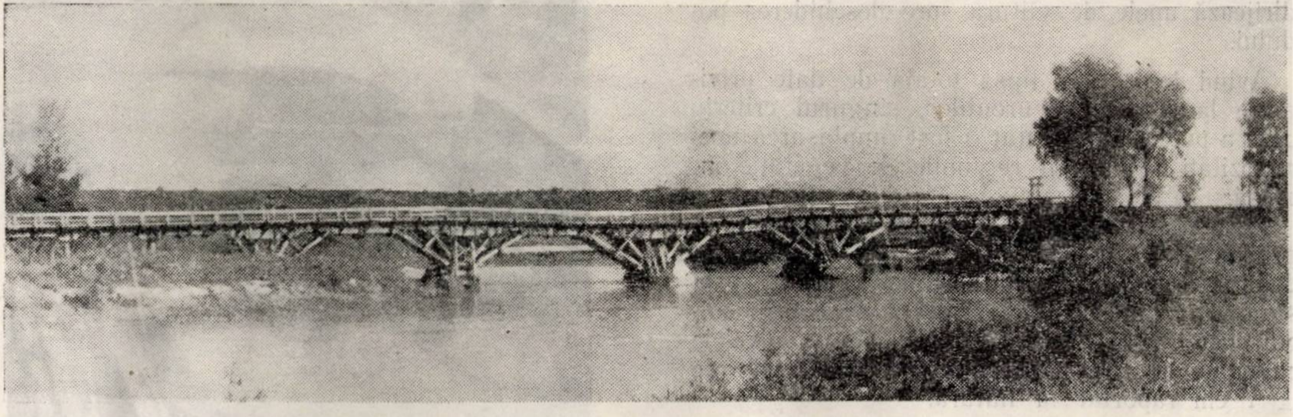


Fig. 1. Vedere a podului actual peste Siret.

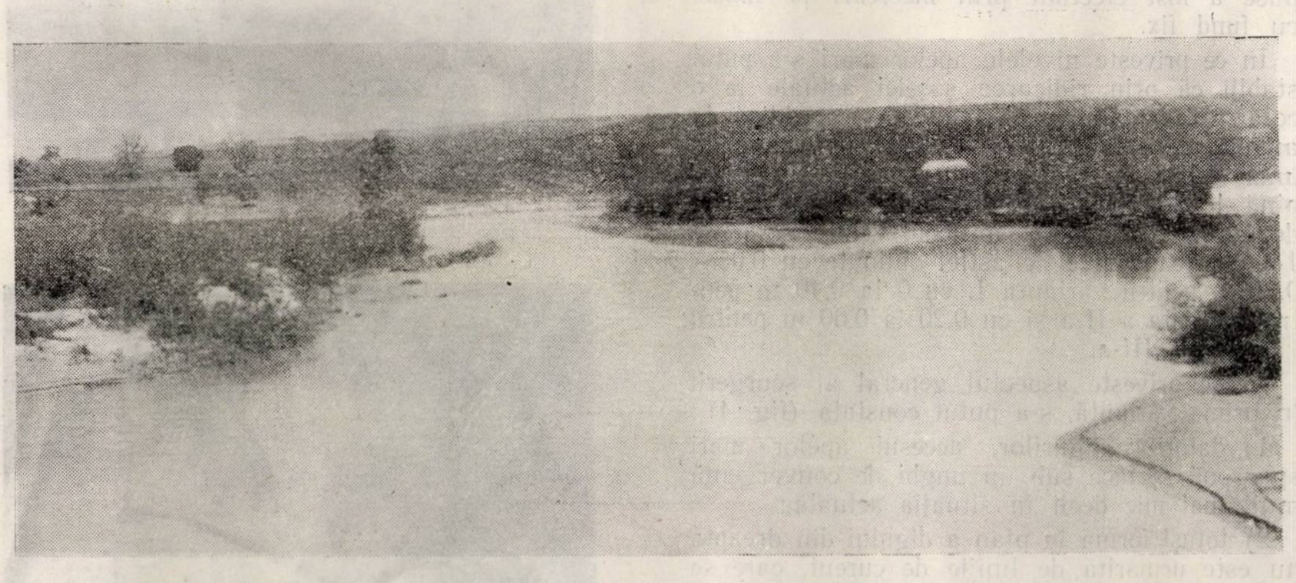


Fig. 2. Albia Siretului în amonte de pod.

★

Studiul a fost efectuat în două etape, și anume:

1. *Model cu fund fix pentru comparația variantelor propuse în proiect.* Incercările efectuate pe acest model corespund ipotezei de stabilitate a construcțiilor de regularizare a albiei minore a rîului și dau indicații asupra curbelor de remuu, capacității de descărcare, aspectului hidrodinamic al scurgerii și vitezelor maxime. Această ipoteză este ipoteza cea mai defavorabilă.

2. *Model cu pat mobil pentru determinarea traseului digurilor de regularizare pentru amplasamentul optim aflat.* Incercările efectuate pe acest model dau indicații și asupra eroziunilor în regiunea podului și a lucrărilor de regularizare.

Insuficiența datelor din natură asupra nivelelor de viitură s-a resimțit în oarecare măsură la etalonarea modelului și la stabilirea conformității dintre prototip și model, precum și asupra gradului de exactitate al acestei conformități.

Nivelele apei au fost stabilite prin calcul plecînd de la cheia limnimetrică cunoscută la amplasamentul podului. Studiile pe model s-au făcut avînd la bază ipoteza că, în starea actuală, diferența dintre debitul total și debitul care se scurge pe sub pod este deversată peste șosea, în afara limitelor modelului, nemodificînd practic aspectul scurgerii în zona podului. Această ipoteză a fost confirmată de o serie de încercări preliminare. Pentru cazul șoselei nedeversabile s-a considerat că zona extremă a albiei majore putea fi neglijată fără eroare importantă în ceea ce privește fenomenele hidraulice în zona podului, cu atît mai mult cu cît digul de regularizare existent în amonte dirijează apele de viitură spre deschiderea podului.

Avînd în vedere lipsa totală de date privitoare la structura curenților, singurul criteriu care a putut fi respectat a fost amplasarea unei rugozități sporite în regiunile de vegetație intensă.

Pentru debitul $Q_N = 1\,300$ m^3/s, avînd o probabilitate de 1 : 100 ani, diferența dintre debitul scurs sub podul actual, stabilit prin studiul pe model redus și cel stabilit prin calcul, este de 1,3% ; diferența dintre nivelele calculate și cele măsurate pe model este de ± 1 cm raportat la natură.

Studiul comparativ al amplasamentelor propuse a fost efectuat prin încercări pe model cu fund fix.

În ce privește nivelele apelor mari s-a putut stabili că prin ridicarea șoselei actuale la o cotă nedeversabilă aceste nivele se ridică în amonte pe pod cu 0,56—1,60 m, corespunzînd unor debite cu asigurarea de respectiv 1 : 20 pînă la 1 : 1 000 ani. Construcția noului pod de 220 m deschidere, în locul celui actual de 140 m, scade nivelele astfel obținute cu 0,05—0,30 m pentru varianta I, cu 0 la 0,40 m pentru varianta a II-a și cu 0,20 la 0,60 m pentru varianta a III-a.

În ce privește aspectul general al scurgerii în prima variantă, s-a putut constata (fig. 4) :

1) datorită digurilor, accesul apelor mari spre pod se face sub un unghi de convergență mult mai mic decît în situația actuală ;

2) totuși forma în plan a digului din dreapta nu este urmărită de liniile de curent, care se depărtează de dig în apropierea podului și creează în vecinătatea culeei din dreapta o zonă de apă moartă : această zonă reduce secțiunea efectivă și, prin aceasta, capacitatea de scurgere a podului.

În varianta a II-a din punct de vedere hidraulic accesul spre pod este net defavorabil din următoarele motive (fig. 5) :

1) strangularea secțiunii de scurgere în dreptul amplasamentului vechiului pod, datorită rambleelor existente ;

2) dubla schimbare a direcției generale de scurgere între amplasamentul vechiului pod și amplasamentul variantei a II-a ;

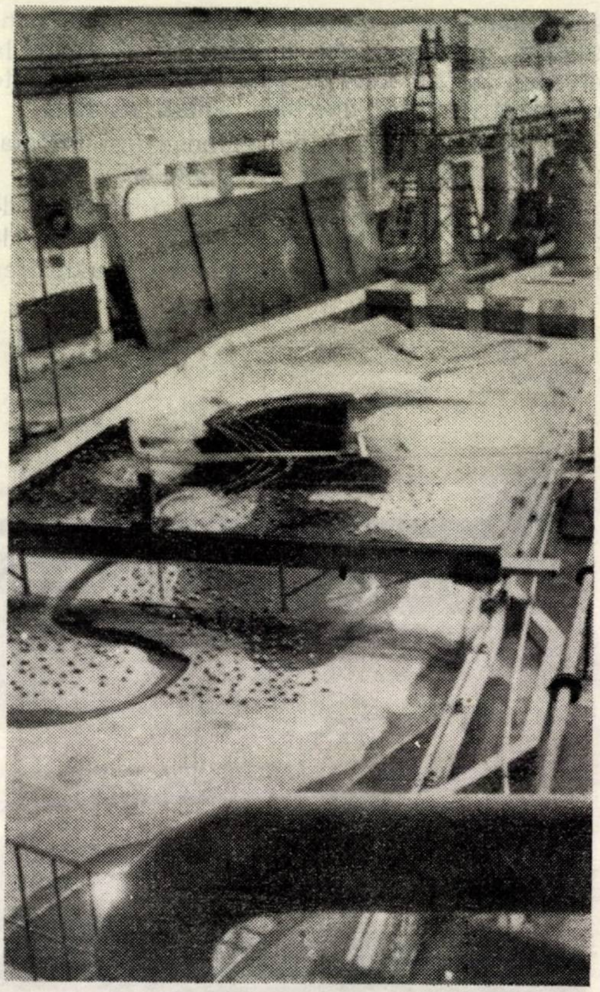


Fig. 3. Vedere generală a modelului.

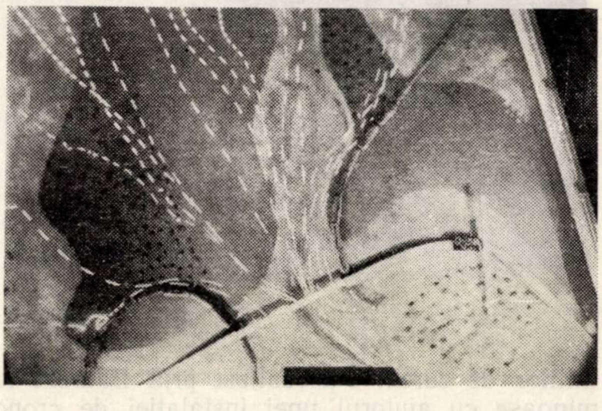


Fig. 4. Aspectul scurgerii în varianta I (cronofotogramă)

3) formarea unei importante zone staționare în porțiunea dintre vechiul rambleu și digul de dirijare din dreapta ;

4) formarea unei zone de apă moartă în deschiderea podului dinspre culeea din dreapta.

În varianta a III-a s-a constatat accesul normal al curentului principal pe aliniamentul podului ; curenții laterali, care strîng apele din albia majoră, vin să consolideze și să stabilizeze curentul principal amintit, avînd o dispunere în plan aproape simetrică faţă de direcţia curentului principal. Îngustarea secţiunii se realizează mai treptat decît în varianta I (fig. 6).

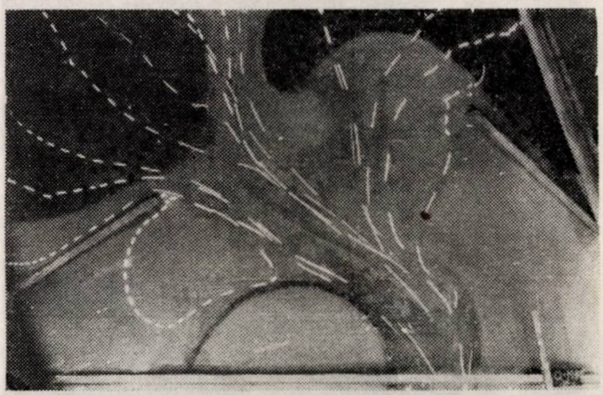


Fig. 5. Aspectul scurgerii în varianta a II-a (cronofotogramă).

Vitezele maxime în varianta I sînt de 3,20—4,30 m/s, în a II-a de 4,2—4,6 m/s, iar în a III-a de 2,7—3,9 m/s pentru debitul 1 980 m^3/s. Proporţia între vitezele maxime rămîne aceeaşi pentru celelalte debite studiate.

În urma experienţelor efectuate pe modelul cu fund fix pentru studiul comparativ al diferitelor amplasamente propuse, s-a putut trage concluzia că varianta a II-a este defavorabilă. Avantajele minime ale variantei a III-a faţă de varianta I nu justifică alegerea acestei variante ale cărei lucrări hidrotehnice sînt cu 45% mai costisitoare.

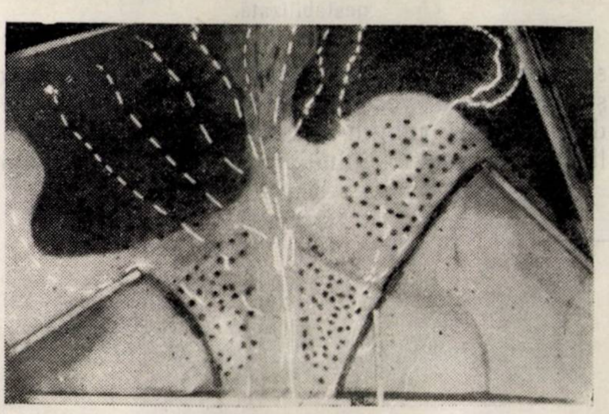


Fig. 6. Aspectul scurgerii în varianta a III-a (cronofotogramă).

În consecinţă, s-a adoptat varianta I şi s-au continuat încercările numai pentru studiul hidraulic al lucrărilor de regularizare.

Forma în plan a digurilor a fost studiată pe modelul cu fund mobil. Încercările au fost efectuate pentru şapte subvariante în care s-a urmărit ca afuierile să fie minime, vitezele să fie repartizate cel mai uniform în secţiunea transversală şi scurgerea apei spre pod să nu prezinte zone de vîrtejuri şi de apă moartă care să micşoreze secţiunea eficace a podului şi, deci, capacitatea sa de scurgere.

Digurile din subvarianta aleasă avînd o rază de curbură mai mare decît în varianta iniţială, urmăresc bine tendinţele naturale şi măresc deschiderea activă a podului. Ele au o uşoară orientare generală către albia majoră dinspre malul drept, care cuprinde debite mult mai mari decît albia majoră din stînga. Influenţa formei digurilor de pe malul stîng este mult redusă datorită aportului mai mic de apă din această parte. În consecinţă, nu a apărut necesară prelungirea digului pe lungimea prevăzută în varianta iniţială (fig. 7).

Studiul afuierilor s-a făcut într-o primă fază în ipoteza că bucla aval a albiei minore este stabilizată (fig. 8). Aceste experienţe au arătat că:

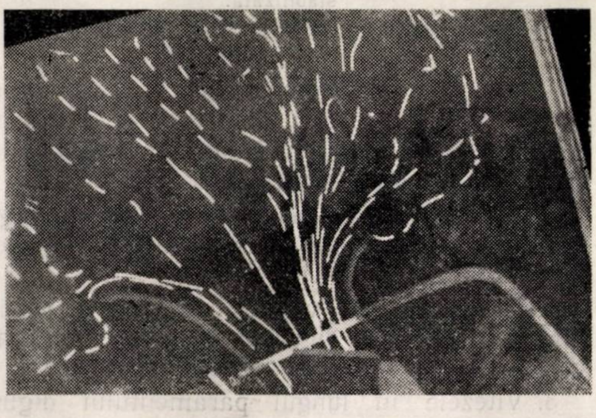


Fig. 7. Aspectul scurgerii în subvarianta I D (cronofotogramă).

1. Secţiunea albiei sub pod se măreşte sensibil ca urmare a afuierilor la ape mari. Trebuie menţionat că, în cazul podului studiat, afuierile nu periclitează infrastructura acestuia, întrucît pilele sînt fundate la circa 4 m sub talveg în rocă sănătoasă; în schimb există posibilitatea ca afuierile să influenţeze stabilitatea digurilor de regularizare.

2. În subvarianta recomandată poziţia albiei minore sub pod se menţine şi după producerea afuierilor, spre deosebire de alte subvariante în care se constată o tendinţă puternică de mutare spre malul drept.

Aceste condiţii au fost îndeplinite cel mai bine de subvarianta I D.

Experienţele finale de verificare, cu pantă mărită, care corespund momentelor de început ale undei de viitură, şi cu zonă mobilă cuprinzînd şi bucla din aval de pod (fig. 9), au confirmat concluziile trase; aceste experienţe au demonstrat în plus, că bucla albiei minore în aval de pod nu este stabilă şi că lucrări de consolidare a acestei bucle sînt necesare pentru a păstra echilibrul natural al rîului.

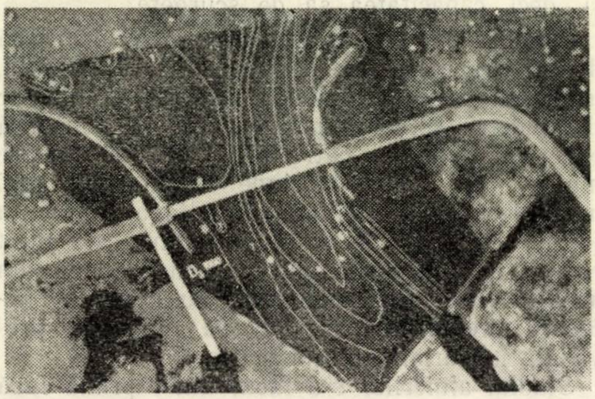


Fig. 8. Afuierile în subvarianta I D cu bucla aval stabilizată.

Concluzii

După terminarea încercărilor s-au putut trage următoarele concluzii:

1. Amplasamentul podului și traseul digurilor de regularizare recomandabile sînt cele din varianta I D.

2. Din punct de vedere constructiv, porțiunile de capăt ale digurilor trebuie considerate cu atenție și necesită consolidări speciale.

3. Vitezele în lungul paramentului digurilor opus curenților principali sînt mici; aceste diguri fiind insubmersibile, nu este necesară o consolidare a acestui parament decît pe 1/3 din lungimea totală.

4. Pentru menținerea echilibrului natural al albiei sînt recomandate măsuri constructive pentru consolidarea buclei albiei minore din aval de pod.

5. O regularizare completă a rîului nefiind prevăzută în viitorul apropiat, lucrările de consolidare a buclei din amonte de pod, precum și închiderea vechilor albii minore se consideră lucrări minim necesare pentru o stabilizare a cursului rîului în regiunea considerată.

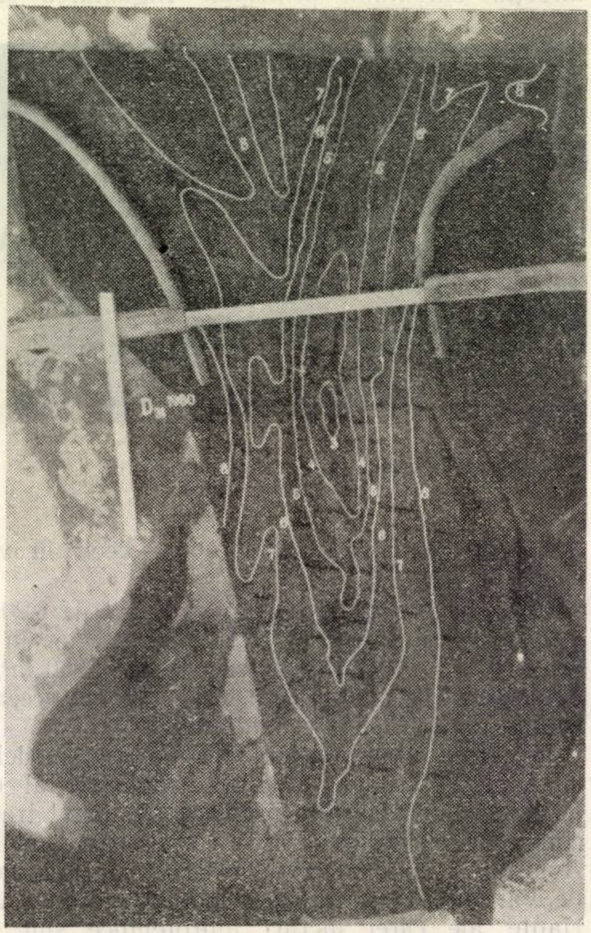


Fig. 9. Afuierile în subvarianta I D cu bucla aval nestabilizată.

Modelul cu pat fix: Dunărea-Bala-Borcea

Ing. A. SPĂTARU

CZ : 627.13.001.57

Desfăşurarea defavorabilă a fenomenelor evolutive observate în complexul Dunărea — Bala — Borcea *), şi anume, dezvoltarea traseului Bala—Borcea inferioară în detrimentul cursului principal al Dunării, a pus problema proiectării unor soluţii care să permită obţinerea condiţiilor optime de navigaţie şi la cote scăzute. Actualmente, traficul vaselor este stînjenit la ape mici, mai ales în imediata vecinătate a ramificaţiei, unde apare formaţiunea denumită bancul Caragheorghe.

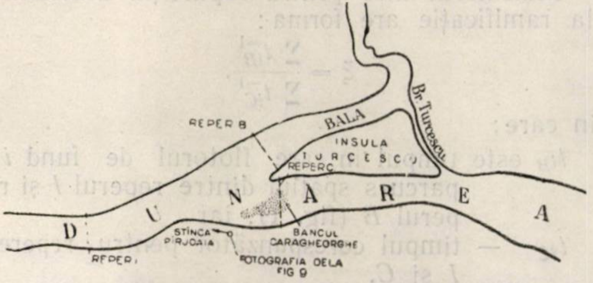


Fig. 1. Zona reprodusă pe modelul D.B.B.

Ca o consecinţă au fost propuse o serie de variante de scheme de construcţii hidrotehnice care pot fi grupate, după principiul de proiectare, în următoarele trei categorii:

— scheme prin care se urmăreşte obţinerea unui important efect hidraulic, respectiv o modificare a repartiţiei debitelor la gura Balei în favoarea Dunării, prin barare şi supraînălţare a nivelelor la ramificaţie;

— scheme de tip morfologic, care au ca scop modificarea structurii spaţiale a curenţilor în zona ramificaţiei, astfel încît să fie favorizată captarea aluviunilor tîrîte de către braţul Balei;

— scheme care se bazează pe principiul mutării amplasamentului actual al ramificaţiei, considerat defavorabil, în aval, prin canalul Turcescu, sau în amonte de stînca Pîrjoaia.

Recomandarea variantei optime, cu indicaţii asupra etapelor de execuţie, a revenit I.S.C.H. — C.S.A., unde s-a organizat în acest sens efectuarea unei lucrări multilaterale cuprinzînd studii hidraulice şi morfologice, încercări pe model plan asupra unor elemente ale construcţiilor proiectate, cercetări experimentale pe modele ale ramificaţiei, la scară mică, prin intermediul curenţilor de aer şi la o scară mai mare cu curenţi de apă, pe albia fixă şi erodabilă şi experienţe tematice auxiliare în canalul cu pantă variabilă.

Modelul D.B.B. cu pat fix, executat sub conducerea ştiinţifică a tov. conf. ing. D. Cioc, se încadrează în această lucrare multilaterală. Rolul său a constat în culegerea unor date experimentale care să permită realizarea caracterizării comparative a variantelor propuse, astfel încît, prin selecţionarea celor care apar ca mai favorabile din toate punctele de vedere, să se restrîngă numărul de variante pentru etapa următoare de studii — modelul cu pat mobil. De asemenea, unele date de reglaj ale modelului cu pat mobil nu pot fi obţinute decît prin încercări pe modelul cu pat fix.

Zona modelată (fig. 1) a cuprins un sector relativ redus al complexului pe baza faptului că reproducerea la scară a întregului complex era practic irealizabilă. Cum amplasamentul diferitelor construcţii hidrotehnice propuse a fost, în general, cuprins în zona ramificaţiei, iar condiţiile aval au putut fi exprimate prin calcule hidraulice, s-a limitat tronsonul redus la scară după posibilităţile laboratorului legate de gabaritul disponibil, debitele instalate etc.

Prin calcule hidraulice nu se pot obţine însă modificările condiţiilor aval în timp, cauzate de influenţa pe care schimbările intervenite în ramificaţie o au asupra caracteristicilor de scurgere ale tronsoanelor ce compun complexul D.B.B. Aceasta reprezintă o restrîngere şi a posibilităţilor pe care le oferă cercetările pe modelul limitat la zona ramificaţiei.

Modelul D.B.B. permite însă efectuarea studiului comparativ al variantelor pe baza considerării efectelor instantanee produse, iar modificările hidraulice şi morfologice ale ramificaţiei obţinute pe modelele cu pat fix şi cu pat mobil pot duce la formularea unor ipoteze şi în legătură cu procesul evolutiv declanşat de construcţia fiecărei variante.

Modelul a fost construit la scările geometrice $S_l = 300$; $S_h = 100$, deci cu o distorsiune geometrică $D_h = \frac{S_l}{S_h} = 3$, pe baza considerentului ca să poată fi efectuate experienţe în regim turbulent şi în cazul respectării criteriului de similitudine Froude ($S_{Fr} = 1$). Satisfacerea simultană a modelării după criteriul Froude şi după criteriul pantelor energetice duce la dimensiuni prea mari, practic inacceptabile, pentru model, datorită necesităţii asigurării condiţiilor de realizare a regimului de scurgere turbulent.

Modelul a fost construit din beton (fig. 2) în hala mare de încercări a laboratorului. În fig. 3 se arată o vedere de ansamblu a modelului gata construit.

Ciclul de încercări pentru fiecare variantă a constat din:

— determinarea repartiţiei de debite compatibilă cu condiţiile aval obţinute prin calcule hidraulice;

---

*) Se poate vedea schiţa complexului Dunăre-Bala-Borcea în fig. 1 din articolul *„Metode grafice de calcul hidraulic la un complex fluvial"* de conf ing. D. Cioc şi ing. R. Amaftiesei, publicat tot în acest număr al revistei noastre.

— determinarea traiectoriilor de suprafaţă şi de fund şi a vitezelor de suprafaţă;

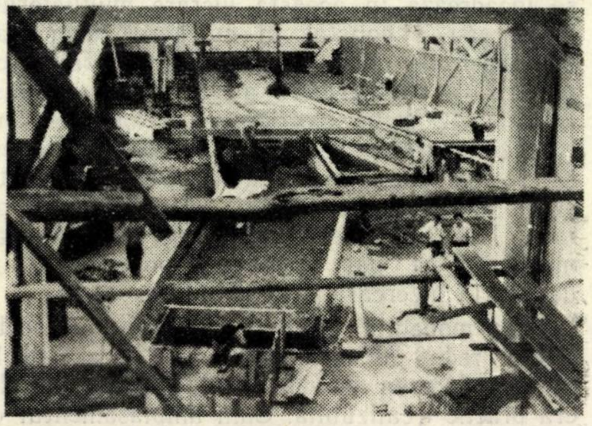


Fig. 2. Construcţia modelului D.B.B.

— determinarea unui indicator pentru repartiţia aluviunilor tîrîte la ramificaţie;

— determinarea zonelor de spălare din ramificaţie.

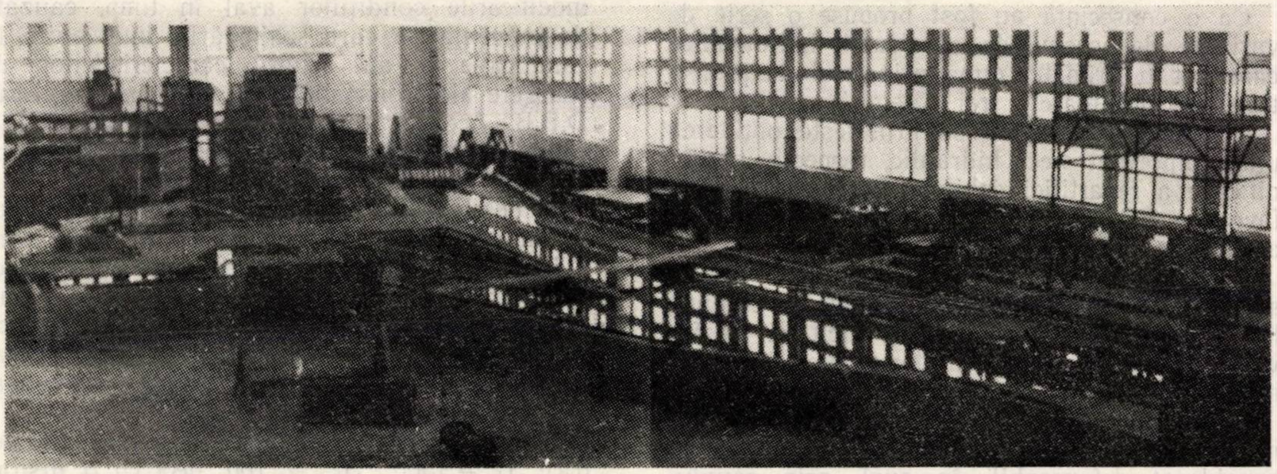


Fig. 3. Vedere de ansamblu a modelului D.B.B.

Prima determinare, starea de regim caracteristică la diferite cote fiecărei variante, s-a obţinut cu ajutorul unor curbe de reglaj, care sînt descrise în articolul citat anterior.

Determinarea traiectoriilor de suprafaţă şi a vitezelor de suprafaţă s-a făcut concomitent cu ajutorul unui dispozitiv de cronofotografiere realizat în cadrul Institutului. Rezultatele obţinute sînt ilustrate prin două exemple în fig. 4 şi 5.

Dungile albe care se văd în fotograme sînt lăsate de flotori luminoşi de suprafaţă pe pelicula fotografică în intervalele alternative de expunere de cîte o secundă, în care obiectivul este lăsat deschis în dispozitivul de cronofotografiere. Vitezele de suprafaţă se calculează măsurînd distanţele parcurse de flotor în unitatea de timp, pe fotogramă.

Traiectoriile de fund se obţin urmărind drumul pe care îl parcurg nişte sfere cu diametrul de 3 mm confecţionate dintr-un material cu densitatea foarte puţin mai mare decît a apei, astfel încît să respecte traiectoriile curenţilor de fund şi nu relieful albiei. Nu s-a putut găsi o posibilitate de a realiza cronofotografii pentru curenţii de fund.

In fig. 6 şi 7 se dau două exemple de traiectorii de fund prelucrate după măsurătorile făcute pe model.

Indicatorul ales pentru repartiţia aluviunilor la ramificaţie are forma:

$$\xi = \frac{\Sigma\, t_{iB}^{-1}}{\Sigma\, t_{iC}^{-1}},$$

în care:

t_{iB} este timpul în care flotorul de fund i a parcurs spaţiul dintre reperul I şi reperul B (fig. 1), iar

t_{iC} — timpul corespunzător pentru reperele I şi C.

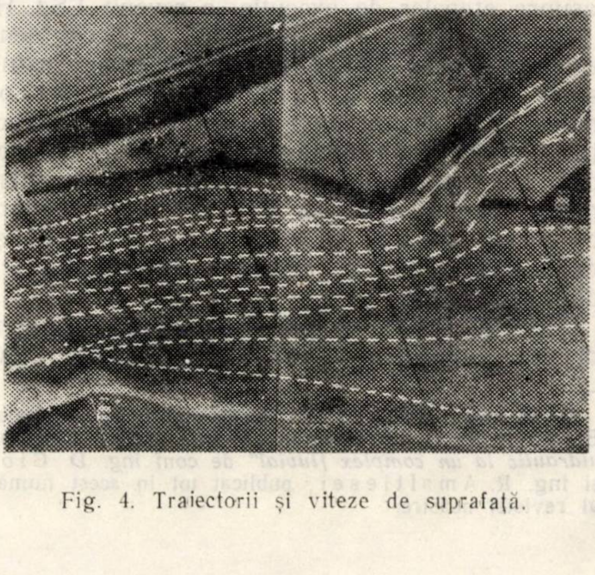


Fig. 4. Traiectorii şi viteze de suprafaţă.

Distanţele *I-B* şi *I-C* sînt sensibil egale. Astfel, parametrul ξ devine un indicator pentru repartiţia sferelor şi este considerat mai departe ca reprezentativ şi pentru comparaţia repartiţiei debitelor solide în cazul diferitelor variante studiate.

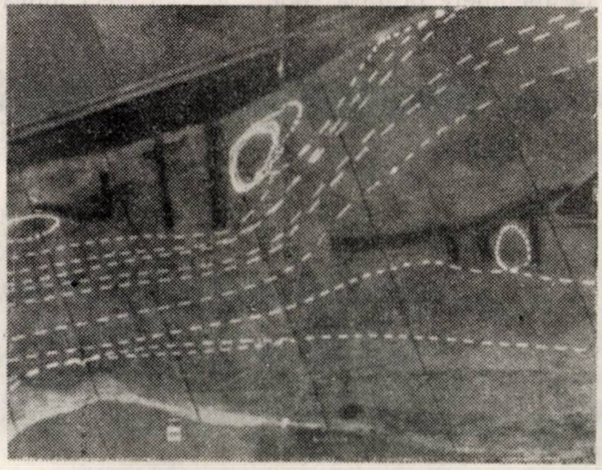


Fig. 5. Traiectorii şi viteze de suprafaţă.

Cu ajutorul acestui indicator ξ se poate defini şi un alt parametru, caracteristic fiecărei variante, care a fost denumit eficacitatea variantei:

$$E = \frac{\dfrac{\tau_y^{3/2}}{g'_y}}{\dfrac{\tau_A^{3/2}}{g'_A}},$$

în care:

τ_y este efortul de antrenare pe braţul Dunărea-Cernavoda în cazul variantei y;

g'_y — debitul solid repartizat braţului Dunărea-Cernavodă, la ramificaţie, la varianta y;

τ_A, g'_A — aceleaşi semnificaţii, pentru albia naturală *A*.

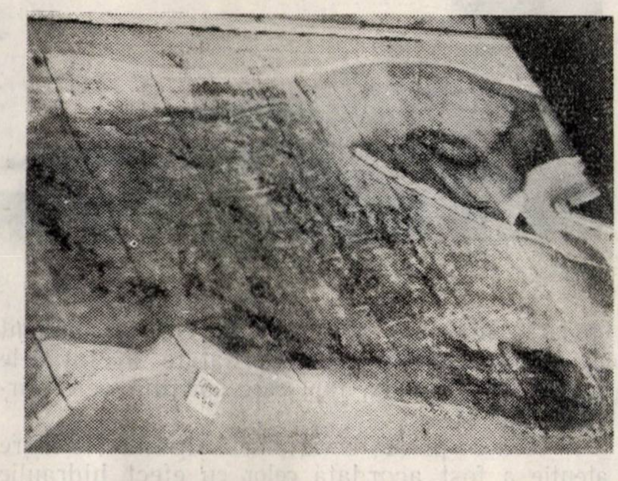


Fig. 8. Experienţă de spălare.

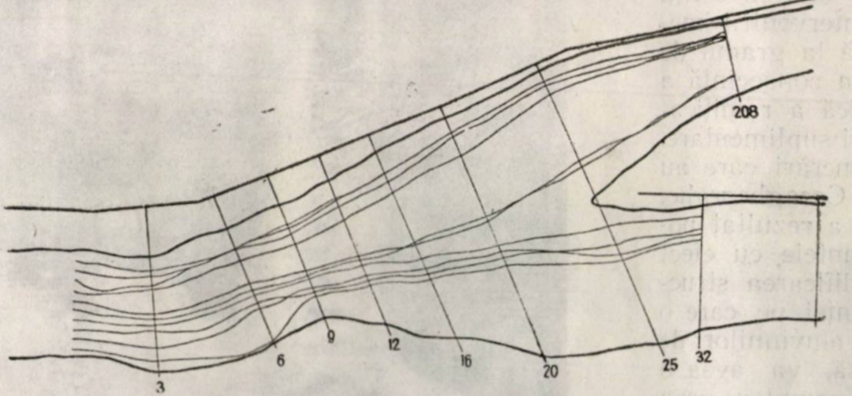


Fig. 6. Traiectorii de fund — albia naturală.

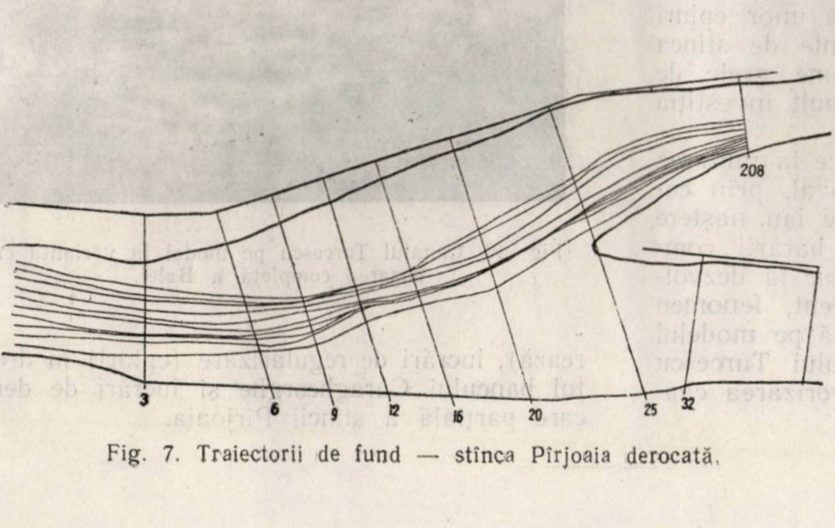


Fig. 7. Traiectorii de fund — stînca Pîrjoaia derocată.

Valorile aproximative ale acestui indicator exprimă gradul în care apare o tendinţă de dezvoltare a braţului Dunărea — Cernavodă la varianta y faţă de albia naturală *A*.

Determinarea zonelor de spălare mai intensă în ramificaţie s-a făcut urmărind erodările unui strat de rumeguş presărat, pe cît posibil uniform, pe albia de beton (fig. 8).

Rezultatele obţinute pe modelul D.B.B. au permis, în primul rînd, scoaterea în evidenţă a rolului pe care îl joacă în dezvoltarea traseului Bala-Borcea inferioară stînca Pîrjoaia.

Intrată foarte mult în albia curentului (fig. 9), stînca joacă rolul unui epiu natural care atrage în spatele său, spre bancul Caragheorghe, curenţii de aluviuni. În sprijinul acestei afirmații se pot compara fig. 6 și 7 în care se vede modificarea pe care o au traiectoriile aluviunilor în ipoteza derocării complete a stîncii.

Mai mult, din datele culese din natură rezultă că această stîncă a ieșit în evidență prin erodarea malului în amonte de ea concomitent cu evoluția fenomenelor constatate în ultimele decade, în complex, fapt care sprijină cele afirmate mai sus.

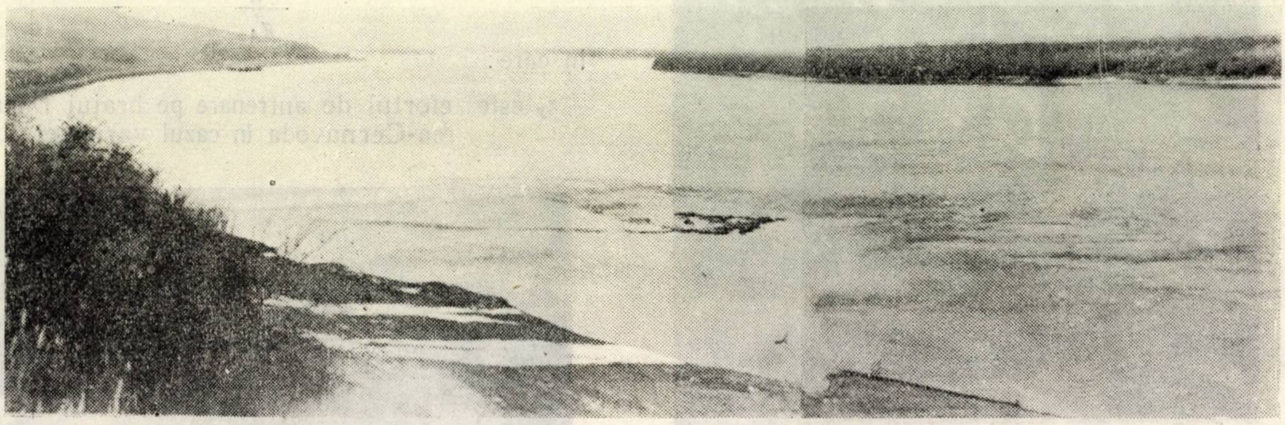


Fig. 9. Vedere asupra stîncii Pîrjoaia (dinspre aval).

În ceea ce privește variantele studiate, o mare atenție a fost acordată celor cu efect hidraulic important, și anume celor cu prag de fund pe Bala. Acestea, pe lîngă avantajul unor investiții relativ mici, duc la posibilitatea intervenirii imediate în situația din complex pînă la gradul de modificare dorit, prin stabilirea în consecință a cotei pragului. Situația morfologică a ramificației poate fi ameliorată prin lucrări suplimentare. În fig. 8 sînt arătate astfel de lucrări care au drept scop spălarea bancului Caragheorghe.

În urma încercărilor pe model a rezultat posibilitatea de a clasifica și variantele cu efect morfologic, respectiv cele cu modificarea structurii curenților în ordinea influenței pe care o au în ceea ce privește captarea aluviunilor de către Bala. Efectul produs, însă, va avea o acțiune lentă asupra situației în complex, ceea ce reprezintă un dezavantaj. De asemenea, aceste variante necesită realizarea unor epiuri în plin curent, mai ales în amonte de stînca Pîrjoaia, la care intervin probleme grele de execuție, ceea ce mărește foarte mult investiția necesară.

Reține atenția varianta care duce la mutarea amplasamentului ramificației în aval, prin canalul Turcescu. Vitezele mari care iau naștere pe canalul Turcescu, în ipoteza barării complete a brațului Bala (fig. 10), duc la dezvoltarea acestui canal în ritm violent, fenomen care nu a putut fi pus în evidență pe modelul cu pat fix. Poziția gurii canalului Turcescu față de albia Dunării permite favorizarea captării aluviunilor spre Bala.

Ca o concluzie a cercetărilor pe modelul cu pat fix a fost reținută, pentru continuarea studiului pe modelul cu pat mobil, schema de variantă cu prag de fund pe Bala, sau cu diguri de închidere la gura Balei, deci cu efect hidraulic, la care urmează să se aducă ameliorări prin eventuale lucrări de protejare a canalului Turcescu (în cazul cînd acest canal nu se barează), lucrări de regularizare (epiuri) în dreptul bancului Caragheorghe și lucrări de derocare parțială a stîncii Pîrjoaia.

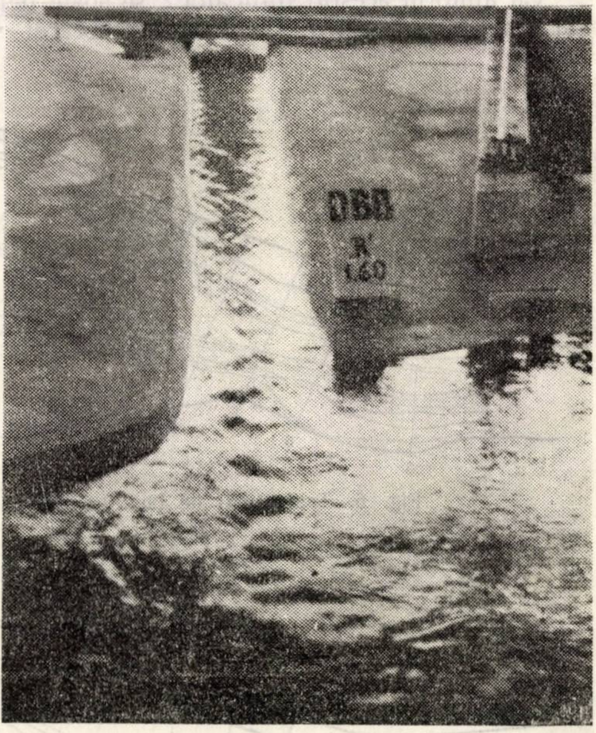


Fig. 10. Canalul Turcescu pe model la varianta cu bararea completă a Balei.

Cronică

Conferința mondială a energiei (a 11-a sesiune parțială), Belgrad 1957

Această sesiune parțială a avut loc în zilele de 3—11 iunie 1957, avînd ca temă: *„Energia, factor de dezvoltare a țărilor slab dezvoltate"*.

Programul tehnic a cuprins două diviziuni: Diviziunea A — Aspecte economice și diviziunea B — Aspecte tehnice, cu subdiviziunile: B_1 — exploatarea integrală a resurselor hidraulice; B_2 — folosirea integrală a combustibililor solizi de calitate inferioară; B_3 — folosirea energiei nucleare; B_4 — energie și agricultură; B_5 — energie pentru industriile metalurgice, chimice și altele.

Au luat parte peste 250 de delegați din 36 de țări, care au prezentat circa 300 de rapoarte.

Pentru ca cititorii să poată fi orientați asupra problemelor discutate, vom face un scurt rezumat al celor 7 rapoarte generale.

1. *Diviziunea* A (aspecte economice). Tema aleasă a dus nu numai la studiul unor probleme practice, dar și la discuții interesante teoretice din domeniul economiei politice. Concluziile puse de raportul general (J. Stanovnik) au fost următoarele:

— In viitorul apropiat, se prevăd creșteri importante de energie pentru industrializarea țărilor slab dezvoltate și într-un tempo mai accelerat decît au fost în occident în stadiul respectiv de dezvoltare.

— Consumul de energie este în corelație cu venitul național.

— Factorul limitativ în dezvoltarea energiei electrice nu este atît insuficiența surselor naturale sau a cunoștințelor tehnice, cît este factorul financiar, el însuși funcție de întregul mecanism economic.

— Faptul că uzinele cele mai rentabile trebuie să conțină unități de mare capacitate, precum și perspectiva dezvoltării economice conduce la stabilirea, de la început, a unor linii lungi de transmisie a energiei electrice sau chiar a unei rețele naționale *).

— Țările slab dezvoltate trebuie să se pregătească pentru a profita de la început de binefacerile erei atomice, promițătoare de energie ieftină. In acest scop, se impune o largă cooperare internațională.

— Pentru că „sărăcia unuia este periculoasă pentru toți", asisența financiară internațională a țărilor slab dezvoltate trebuie lărgită.

— Devine din ce în ce mai evidentă necesitatea amenajării complexe a surselor de apă și exploatarea lor în mai multe scopuri, mai valoroasă din punct de vedere economic.

— In general, folosirea complexă a combustibililor inferiori este rămasă în urmă în țările slab dezvoltate.

— De asemenea se pot valorifica mai bine forțele hidraulice, prin cooperarea regională și exportul de energie.

2. *Exploatarea integrală a cursurilor de apă.* Deși au fost prezentate 41 de rapoarte din 17 țări, cu privire la această chestiune, în foarte puține rapoarte s-a luat în considerare cazul special al țărilor slab dezvoltate. De fapt, cele mai mari lucrări de amenajări integrale au fost efectuate în U.R.S.S. și S.U.A., țările cu cele mai mari resurse și cu un ritm puternic de dezvoltare. Folosirea integrală a apelor interesează deopotrivă toate țările și, în rapoartele prezentate, sînt expuse diferite soluții date amenajărilor integrale și complexe în diferite regiuni ale lumii, și diferite probleme speciale, precum: armonizarea producției cu consumul, armonizarea folosințelor de apă pentru energie și pentru irigație, îmbibarea energiei prin pompaj, provocarea de ploi artificiale prin răspîndirea în atmosferă de praf de cărbune de lemn conținînd 2% iodură de argint în amestec, posibilitățile de schimb internațional al energiei, în scopul egalizării discordanțelor de regim ale debitelor, posibilitățile de acumulare secundară a energiei cu ajutorul aerului comprimat în spații subterane etc.

3. *Combustibili solizi de calitate inferioară ca sursă de energie.* In această problemă, rapoartele prezentate provenind numai din țări dezvoltate sau în dezvoltare economică, nu s-a studiat specificul țărilor slab dezvoltate.

Concluzii foarte utile s-au tras privitor la sursele de combustibili inferiori, din orice țară. Astfel, orientarea în viitor a termoenergeticii se accentuează spre cărbuni de calitate inferioară, folosindu-se diverse măsuri, procedee și instalații pentru a îmbunătăți gradul de utilizare a lor. In ceea ce privește țările slab dezvoltate, se recunoaște că ar fi indicat să se aleagă cazane ce se pot construi și monta ușor în țară, cu mîna de lucru existentă. De asemenea este necesară raționalizarea instalațiilor și echipamentului pentru încălzirea caselor, adaptate combustibililor din țara respectivă. Termoficarea — prin economiile pe care le poate realiza — este una din măsurile de adoptat în anumite cazuri, în țările slab dezvoltate.

4. *Procedeele de tratare a cărbunilor de calitate inferioară* au fost studiate în 17 rapoarte prezentate.

Se recunoaște că țările cele mai puternic dezvoltate și-au datorit progresul prezențelor unor cărbuni de bună calitate, a căror utilizare se face în scopuri multiple. Este, deci, necesar și tratamentul pentru înnobilarea cărbunilor inferiori. Din rapoarte se poate avea o orientare asupra principalelor procedee puse la punct în acest scop.

5. *Energia nucleară* face obiectul unui număr mic de rapoarte. Raportorul general J. C. Duckworth (Anglia) examinează problemele tehnico-economice ale utilizării energiei nucleare și ajunge la concluzia că, în stadiul actual al dezvoltării sale, energia nucleară convine mai bine sistemelor energetice cu factor mare de consumație, decît sistemelor cu factor mic de consumație, așa cum de obicei există în țările slab dezvoltate.

6. *Energia și agricultura* au constituit o temă foarte studiată, în 52 de rapoarte provenind din 23 de țări. După raportorul general ing. St. Han, materialul se poate grupa în 5 grupuri: aspecte economice, aspecte sociale, productivitatea în agricultură, folosirea energiei în agricultură și electrificarea satelor. Față de marea diversitate a subiectelor tratate, discuția s-a orientat numai asupra următoarelor subiecte, care interesează economia țărilor slab dezvoltate:

— Folosirea mai intensă a energiei și creșterea producției în agricultură.

— Urmările economico-sociale ale întrebuințării mai intensive a energiei în agricultură.

— Obiectivele cercetărilor în domeniul electrificării satelor.

— Posibilitatea unei colaborări internaționale în domeniul cercetărilor și al creșterii folosirii energiei în agricultură.

7. *Energia pentru industria siderurgică, industria chimică și alte industrii.* Un grup de 7 rapoarte tratează despre importanța căldurii ce se poate recupera în industriile siderurgice, chimice ș. a., în scopul producerii de energie electrică pentru încălzire și reîncălzire. Intr-un studiu se arată că de la un combinat metalurgic cu producția de 1 milion tone de oțel se pot recupera 200—210 mil. kWh energie electrică, plus 120 mil. m^3 gaz de cocserie.

Intr-un alt grup de 9 rapoarte, se arată importanța uzinelor electrochimice și electrometalurgice pentru stimularea țărilor care dispun de mari rezerve de forțe hidraulice, adică a țărilor care sînt doar la începutul dezvoltării lor industriale dar posedă resurse importante.

Din Republica Populară Romînă au fost trimise următoarele 8 rapoarte:

---

*) In Romînia, această idee a fost clar și hotărît exprimată în studiul Ing. M. Constantinescu în Buletinul I.R.E.

a) V. Pimsner, A. C. Vasilescu și P. Ioanid: *Despre posibilitatea folosirii complexe energetice a gazelor de pămînt.*

b) I. D. Stăncescu: *Importanța economică a termoficării în economia energetică romînească.*

c) Al. Szmuk, M. Weiss: *Sistem de indici pentru electrificarea agricolă și rurală în Romînia.*

d) I. Blum, M. Rosenberg: *Analiza prelucrării tehnice a ligniților romînești.*

e) I. Blum, T. Piatkowski: *Problema proceselor tehnologice specifice cărbunilor romînești.*

f) I. Saphier, V. Boico: *Considerații asupra corelației între consumația de energie și producția industrială în Romînia.*

g) D. Pavel: *Folosirea complexă a surselor de energie hidraulică ale Romîniei.*

h) D. Pavel și V. Horbuniev: *Posibilitățile de amenajare ale uzinelor Dunării la Porțile de Fier.*

Ultimele două lucrări, cu subiecte care au mai fost tratate în corpul revistei noastre au, prin caracterul lor de sinteză, o importanță deosebită pentru hidrotehnicieni.

In timpul conferinței, au intervenit în discuții din partea Romîniei, Prof. Dumitrescu G., Prof. Mateescu C., Prof. Pavel D. și Prof. Stăncescu I.

In timpul conferinței, s-au făcut cîteva vizite la unele întreprinderi și instituții științifice din apropierea Belgradului, iar după conferință, unii delegați au luat parte la excursii în zone mai îndepărtate.

Organizarea excelentă a conferinței, pregătită minuțios, importanța rezultatelor și buna găzduire au făcut ca această sesiune parțială să nu fie mai prejos de sesiunile plenare din trecut.

Viitoarea conferință plenară se va ține în 1958, la Montreal (Canada).

C. M.

Microoptica, electronica, izotopii, în studiul proceselor din albii

Consfătuirea de la Academia de Științe a U.R.S.S.

Intre 6 și 11 decembrie 1956 a avut loc la Moscova o consfătuire consacrată problemelor hidraulicii albiilor, convocată de Academia de Științe a Uniunii Sovietice și prezidată de prof. E. V. Blizniak. Consfătuirea a avut ca obiect trecerea în revistă a noilor metode și dispozitive folosite pe teren și în laborator, pentru studiul proceselor din albii.

La lucrările consfătuirii au participat numeroase organizații specializate, ca: Institutul Hidrologic de Stat (G.G.I.), Hidroproiekt și Hidroenergoproiekt ale Ministerului Centralelor Electrice, VODGEO, SANIRII, TNIISSE, precum și filiale ale Academiei, ceea ce a dat consfătuirii un caracter larg reprezentativ.

Invitații au ascultat următoarele patru referate în ședință plenară:

1. *Starea actuală și sarcinile dezvoltării noii metodici și aparaturi în domeniul cercetărilor proceselor din albii* (prof. E. Blizniak).
2. *Noi metode de cercetare a proceselor din albii în practica de peste hotare* (doc. Bocikov).
3. *Folosirea modelelor cu aer la cercetarea proceselor din albii* (prof. Makaveev, doc. Grilearov).
4. *Utilizarea izotopilor radioactivi în hidrologie și cercetări hidrotehnice* (doc. K. Iuriev).

In ședințele pe secții au fost prezentate 39 de comunicări, oglindind rezultatele și perspectivele aplicării tehnicii celei mai noi în domeniul care face obiectul consfătuirii.

In studiul albiilor naturale o mare dezvoltare au luat-o metodele aerofotografice; dacă înainte vreme folosirea lor se limita la o fixare a obiectivelor de pe sol, astăzi folosind avioane și elicoptere speciale, se tinde la înregistrarea proceselor care au loc în albii: dinamica malurilor lacurilor de acumulare și a fluviilor sau a marilor canale, dinamica scurgerii ghețurilor, dinamica viiturilor, observarea hulelor etc.

Prin metode fotogrametrice se obține cîmpul vitezelor pe un tronson de 1—2 km de albie.

S-a introdus stereofotogrametria atît în studiile pe teren (fixarea reliefului pe un teritoriu), cît și în laborator (fixarea rezultatelor la modele cu fund mobil, înlocuindu-se metoda fotografierii curbelor de nivel).

Sînt avansate cercetările pentru găsirea metodei și a aparaturii destinate fotografierii prin două medii.

Pentru ridicarea reliefului sub apă este răspîndit în U.R.S.S. un aparat numit „Echolot", construit pe principii de radiolocație și care înregistrează repede, continuu și automat profilul transversal, în lungul căruia plutește.

Fotocinematografia, microcinematografia (aparatul de luat imagini cu obiectiv microscop), cinematografia foarte lentă sau foarte rapidă își găsesc aplicație tot mai largă, mai ales în studiile de laborator, cînd se cercetează structura scurgerii fluidelor.

Astfel, cercetătorii de la Academia de Științe Uzbecă au reușit să fotografieze stratul-limită al unor curenți (0,02 la 0,03 mm distanță de la perete).

Procesele complexe hidraulice care au loc în albiile naturale și problemele tehnice care pun necesitatea conducerii proceselor din albii sînt legate de cunoașterea structurii curentului și a caracteristicilor mișcării aluviunilor.

Este natural că o parte însemnată a comunicărilor a fost legată de diversele aspecte ale acestor două mari capitole din hidraulică.

Debitmetria face un pas înainte, trecînd de la metodele diluării chimice la metoda „diluării" atomice (se măsoară în aval intensitatea radiației apei, în care s-a introdus o sare radioactivă în amonte).

Măsurători de viteze în natură se perfecționează prin construirea de moriști electronice dotate cu înregistratoare automate. Pentru condițiile de laborator s-au pus la punct emulsii stabile diferite pentru viteze mici, mijlocii și mari care, asociate cu aparate fotocinematografice speciale, permit fixarea cîmpului instantaneu de viteze în plan și în adîncime.

Progrese însemnate sînt înregistrate în domeniul măsurării pulsațiilor de viteze și presiuni.

Dintre dispozitivele destinate albiilor naturale cităm: o micromoriscă excepțional de fină asociată cu un oscilograf; un aparat acustic (s-a constatat că pulsația vitezelor și a densității produce schimbări sensibile ale amplitudinii și fazei unice de ultrasunet); un aparat care măsoară valoarea medie a pulsațiilor instantanee pe baza unei reacții chimice. (Un rezultat nemijlocit al măsurătorilor în canale naturale mari a fost confirmarea egalității componentelor pulsațiilor transversale și laterale).

In laborator stau la dispoziție aparate și mai fine: astfel, s-a construit un aparat în care o membrană sensibilă preia variația presiunii hidrodinamice și o transmite într-un circuit inductiv, unde acesta produce un curent de debalans ce se poate măsura.

Alt aparat folosește o schemă fotoelectronică; în curentul studiat sînt amplasate pe direcția transversală față de direcția scurgerii: o sursă de lumină, o microdiafragmă mobilă și un fotoelement. Sub acțiunea presiunii hidrodinamice, deplasările mici ale diafragmei sînt înregistrate de fotoelement și amplificate într-o schemă cu tuburi electronice.

Preocupări în legătură cu mișcarea aluviunilor au fost reflectate sub diverse aspecte.

O mare atenţie se acordă recoltării probelor atît pentru aluviunile în suspensie, cît şi pentru cele tîrîte — în condiţii de minimă perturbare — s-a subliniat lipsa unui model satisfăcător de batometru.

Problema următoare se referă la metodica analizei granulometrice; s-a introdus o metodă fotoelectrică de analiză granulometrică (în prealabil s-a pus la punct o scară de „densitate optică", corelată cu o scară a diametrelor medii) ; un pas înainte s-a făcut prin folosirea izotopilor Sr. 89 şi Co 60 (avîndu-se la dispoziţie o corelaţie între absorbţia razelor β sau γ slabe şi concentrate). A fost subliniată necesitatea perfecţionării determinării mărimii hidraulice, în condiţii apropiate de cele reale, şi a precizării corelaţiei acestei caracteristici cu un diametru.

O comunicare interesantă in problema măsurării debitului solid propune măsurarea debitului tîrît pe rîuri, folosind prize cu nivel liber în cursul natural. Considerînd că în disipator aluviunile tîrîte trec integral în suspensie, debitul tîrît s-ar putea determina măsurînd turbiditatea înaintea prizei, pe rîu, şi după priză în disipator.

Imaginea pornirii, deplasării şi tîrîrii aluviunilor se vizualizează cu ajutorul tehnicii cinematografice speciale în laborator.

Mişcarea aluviunilor în suspensie a început să fie studiată cu ajutorul atomilor marcaţi. Cel mai raţional mod de obţinere a acestora este expunerea nisipului aluvionat într-un curent de neutroni; nisipul, care a căpătat astfel proprietăţi radioactive, este reintrodus în curentul de apă şi urmărit cu contoare.

Afară de studiile experimentale schematice, o mare importanţă practică, şi de multe ori teoretică, o are modelarea proceselor din albii reale. Dintre progresele prezentate la conferinţă este de remarcat construirea unui dispozitiv care realizează pe model un hidrograf programat a priori, precum şi alimentarea modelului cu un debit solid după o lege dată. Este vorba de un dispozitiv comandat automat, a cărui schemă cuprinde trei blocuri: reglajul hidromecanic, comanda electrică şi distribuitorul care include şi influenţa variaţiei biefului aval.

Debitul solid este distribuit de un melc alimentat dintr-un buncăr; mişcarea melcului este comandată de un dispozitiv legat de deversorul de măsură al debitului lichid pe model.

In ultimii ani, s-a introdus în multe institute metoda modelării albiilor naturale în curenţi de aer. Avantajele acestei metode (scurtarea duratei cercetărilor, reducerea mijloacelor materiale şi tehnice necesare) sînt evidente; rămîneau de studiat limitele de aplicabilitate a metodei. Rezultatele prezentate ale experienţelor efectuate în paralel pe modele cu aer şi apă par să îndreptăţească folosirea modelelor aerodinamice pentru o clasă largă de fenomene.

In hotărîrea adoptată, conferinţa, după ce fixează succesele obţinute, accentuează asupra necesităţii perfecţionării continue o aparaturii de măsurat şi a metodicii de cercetare a fenomenelor hidraulice şi morfologice în natură şi în laborator, asupra necesităţii construirii unor tipuri de aparate în serie şi a introducerii lor în operaţiile de masă. Acest scop va putea fi realizat numai printr-o strînsă colaborare între hidraulicieni, hidrologi, constructori de aparate şi cele mai diferite categorii de fizicieni (electricieni, opticieni, termicieni, radiofonişti, precum şi specialişti în chimie fizică şi atomistică).

E. R.

Al 19-lea congres internaţional de navigaţie

In zilele de 8—20 iulie 1957 s-a ţinut la Londra al 19-lea congres internaţional de navigaţie, organizat de Asociaţia permanentă a congreselor de navigaţie.

Pe ordinea de zi a congresului au figurat trei probleme şi trei comunicări.

Problemele discutate la congres au fost următoarele :

1. *Rolul transporturilor pe căile navigabile interioare şi relaţia dintre ele şi celelalte moduri de transport în vederea dezvoltării economice a diferitelor ţări.* In această problemă au fost discutate zece rapoarte.

2. *Evoluţia modului de propulsie şi de manevră a vaselor izolate şi a convoaielor pe rîuri şi canale.* Comparaţie între vasele automotoare şi celelalte ambarcaţiuni. Problema a făcut obiectul a opt rapoarte.

3. *Noi procedee de utilizare a energiei hidraulice a cursurilor de apă navigabile.* Repercursiunile acestora asupra navigaţiei şi asupra concepţiei şi construcţiei diferitelor uvraje, în special a barajelor mobile. Discuţiile în această problemă s-au purtat în jurul a opt rapoarte prezentate.

In afară de problemele congresului s-au mai dus discuţii în jurul următoarelor comunicări :

1. *Soluţiile utilizate pentru a permite trecerea vaselor peste căderi înalte.* Comparaţia tehnică şi economică a soluţiilor, prezentarea de lucrări executate şi proiectate, rezultatele obţinute. Comunicarea a făcut obiectul a cinci rapoarte.

2. *Etanşări ale cuvetei şi ale digurilor canalelor de navigaţie şi ale rîurilor navigabile.* Discuţiile au fost purtate pe tema a cinci rapoarte prezentate.

3. *Influenţa gheţei pe căile navigabile şi în porturile interioare şi maritime.* Descrierea mijloacelor de combatere a gheţii şi eficacitatea acestora. Comunicarea a cuprins zece rapoarte.

A. F.

Recente inundaţii marine (cauze geologice)

In noiembrie a. c. au avut loc în Delta Rîului Po (Italia) inundaţii şi ruperi de diguri provocate de mari fluxuri ale apelor mării (maree). Inundaţiile sînt în bună parte cu apă de mare. Acestea amintesc inundaţiile marine din anii trecuţi din Olanda şi fac actuale concluziile Congresului de la Utreht convocat de Asociaţia geologilor olandezi.

Congresul a reafirmat că nivelul mării este în funcţie de volumul gheţarilor continentali deci în primul rînd de grosimea gheţii de la poli. Astfel că în perioada glacială — acum 100 000 de ani — nivelul mărilor era de — 100 m sub actualul. De atunci gheţurile s-au mai subţiat şi nivelul apei mărilor s-a urcat. Dacă gheţurile polilor s-ar topi complet, nivelul apei mărilor ar fi la +60 m deasupra actualului ±0, ceea ce nu s-a întîmplat încă în nici o perioadă geologică.

Pe la anul 2 000 înaintea erei noastre nivelul era de — 5 m şi se urca cu 13 cm/secol. In perioada de la 500 înaintea erei noastre şi pînă la era noastră urcarea este de 4 cm/secol, urcarea este în creştere aşa că de la 1860—1930 este de 13 cm/secol, iar acum în ultimii ani urcarea ajunge la 20 cm/secol.

Vedem că aceste variaţii sînt destul de importante pentru terenurile joase şi pot să intereseze regiunile de coastă tinere avînd cote mici.

Pe lîngă aceste urcări se mai pot adăuga şi unele scufundări locale datorită mişcării tectonice a substratului stîncos, precum şi tasării terenurilor noi formate din nisipurile, argilele transportate în delte de viiturile fluviilor. Aceste scufundări mai pot însema şi ele 4—5 cm/secol. Importanţa lor mai poate fi mărită şi de antrenările nisipurilor de coastă atît de valurile fluxurilor, cît şi de curenţii marini permanenţi.

N. M G.

A cincea conferință de hidraulică de la Torino

La 25—26 mai 1957 a avut loc la Torino a cincea conferință italiană de hidraulică, la care au participat circa 200 de reprezentanți ai Institutelor hidraulice din Italia, ai Ministerului Lucrărilor Publice, ai Asociației naționale de producere și distribuție a energiei electrice (ANIDEL) și ai principalelor grupări electrice italiene. Lucrările s-au desfășurat sub președinția prof. Capetti, rectorul Politehnicii din Torino.

Prima temă propusă *„Măsuri hidraulice"* a întrunit 11 rapoarte, care pot fi grupate în modul următor: șase memorii se referă la aparataj de măsurat, trei — la aparataj și metode de măsurat și două — la statistica experimentală. Raportor general al problemei a fost prof. Droli. Rapoartele prezentate sînt:

1. Benini G.: *Cercetări experimentale asupra moriștilor încercate în canale de tasare.*
2. Brezzi L.: *Prelevator hidrometric cu fisură.*
3. Dannecker S.: *Privire statistică asupra rezultatelor tasărilor venturimetrice experimentale efectuate în uzinele grupului SME între 1909 și 1956.*
4. Machne G.: *Măsurători de debite prin studiul suprapresiunilor care se generează în curbe de 90⁰.*
5. Paderi F.: *Măsurarea debitelor cu deversoare.*
6. Pezzoli G.: *O metodă pentru măsurarea vitezelor de suprafață în laborator.*
7. Tonini M.: *Măsurători de debit prin metoda chimică cu bicromat de sodiu.*
8. Fasso C.: *Pierderi de sarcină continue ale curenților permanenți în canale mari căptușite* (măsurători executate de ANIDEL pe canale în cursul mediu al **Adigelui**).
9. **Rebaudi** A.: *Cîteva încercări experimentale pentru determinarea rugozității pe canalul uzinei hidroelectrice Moncalresi a „Azienda Elettrica Municipale" din Torino.*
10. Scalabrini, Carati, Del Felice: *Pierderi de sarcină într-un canal funcționînd în mod alternativ sub nivel liber și sub presiune la intrarea într-o conductă forțată.*
11. Semenza C.: *Cercetări în domeniul măsurilor efectuate de ANIDEL.*

A doua temă *„Modele hidraulice"* a făcut obiectul a 14 rapoarte, care pot fi grupate în felul următor: șase rapoarte reprezintă lucrări efectuate pentru clienții importanți ai laboratoarelor hidralice italiene, șapte se referă la expunerea unor recente experiențe cu caracter special și la punerea la punct a unor aspecte particulare ale problemei generale a modelelor și un raport se referă la probleme generale de modelare. Raportor general al problemei a fost prof. De Marchi. Rapoartele prezentate sînt:

1. Galassini M.: *Puțuri de intrare în galeriile sub presiune cu dispozitive de dezaerare. Experiențe pe modele și realizări practice.*
2. Gentile, Brezzi, Lomazzi: *Sifonul Antey — date experimentale asupra pierderilor de sarcină în sifon.*
3. Gentile, Brezzi: *Uzina Cimena — date experimentale asupra uvrajelor sub presiune ale bazinului de punere sub presiune.*
4. Ghetti A.: *Studii pe model asupra funcționării castelelor pe derivații hidroelectrice.*
5. Ghetti A.: *Fenomene ale curenților rapizi cu nivel liber, studiate pe model pentru o derivație importantă.*
6. Ghetti A., Indri E.: *Model hidraulic pentru studiul funcționării rezervoarelor uzinei Piave-Boite-Maè-Vajont.*
7. Indri E.: *Rezultatele experiențelor pe model ale diafragmelor pentru castele de echilibru.*
8. Marcello C.: *Experiențe pe modele hidraulice efectuate pentru Direcția de construcții a Uzinelor hidroelectrice ale societății Edison.*
9. Noe L.: *Studii pe model și comportarea lucrărilor de evacuare a barajului Poglia.*
10. Semenza C.: *O sinteză scurtă a experiențelor pe modele efectuate recent pentru Societatea Adriatică de Electricitate* (SADE).
11. Semenza C.: *Încercări pe modele hidraulice efectuate pentru ANIDEL.*
12. Supino G.: *Efectul de scară pe modele hidraulice.*
13. Tonini D.: *Modele operative.*
14. Zanovello A.: *Cercetări asupra infiltrațiilor prin digul canalului descărcător din Padova.*

Afară de rapoartele care se referă la temele stabilite s-au mai prezentat un număr de opt referate cu subiective diverse, și anume:

1. Benfratello G.: *Umplerea unei conducte elevatoare alimentate de o pompă centrifugă.*
2. Gherardelli L.: *Despre stabilitatea oscilațiilor în castele de echilibru pentru reglaj de putere constantă.*
3. Gherardelli L.: *Despre transportul solid în suspensie.*
4. Marchi E.: *Experiențe de mișcare uniformă asupra curenților cu nivel liber pe modele de canale cu rugozitate artificială.*
5. Marzolo F.: *Afuierea materialelor de fund.*
6. Noseda G.: *Curenți sub presiune cu debit descrescînd pe lungime.*
7. Rubatta A.: *Saltul hidraulic în albii neprismatice.*
8. Tonini D.: *Despre utilizarea măsurătorilor hidrografice.*

În plus, au mai fost prezentate și trei comunicări suplimentare, neincluse în programul inițial din cauza sosirii lor cu întîrziere: una, a prof. M. Marchetti, asupra unor experiențe efectuate pentru tasarea instalațiilor cu venturimetre; alta, a prof. Pistilli, asupra studiilor experimentale ale uzinei de pompaj San Bartolomeo și a treia, a ing. Formica, asupra formulelor pentru calculul profilelor prizelor.

Rapoartele au fost mult discutate, ceea ce a dovedit actualitatea problemelor expuse.

Rapoartele generale și textul comunicărilor vor face obiectul unei publicații a Institutului de Hidraulică din Torino.

Ing. A. F.

A treia conferință de geotehnică de la Torino

La 27 mai 1957 s-a ținut la Politehnica din Torino a treia conferință de geotehnică din Italia, la care au participat circa 150 de reprezentanți. Conform celor stabilite la a doua conferință de geotehnică de la Roma în 1954, rapoartele trebuiau să se refere la tema *„Baraje și diguri din materiale necoezive"*. Programul conferinței admitea totuși și prezentarea unor comunicări asupra altor subiecte.

Rapoartele referitoare la tema propusă au fost:

1. Caruso B., Pancini M.: *Digul Maria al Lago. Barajul secundar în materiale necoezive al lacului Fedaia.*
2. Cassinis P.: *Barajul de pămînt Trinita.* Unele aspecte constructive cu referire particulară la galeria de deviație în corpul barajului și la compactarea materialului argilos cu rulouri vibrante.

3. Gentile G., Pagini Isnardi G.: *Compactarea terasamentelor cu aparate de îndesare.*

4. Jappelli R.: *Controlul rapid al conţinutului de apă prin metoda cîntăririi duble.*

5. Jelmoni A.: *Drenaje verticale în nisip pentru baraje de pămînt.*

6. Marcello C.: *Un nou tip de baraj pentru terenuri de fundaţie foarte compresibile.*

7. Noccioli R., Meardi G.: *Evacuatorul de ape mari al rîului Arno.* Consolidarea cu drenuri în nisip a terenului de fundaţie a digurilor şi a lucrărilor de artă.

8. Nonveiller E.: *Stabilitatea digurilor de pămînt cu secţiuni zonate.*

9. Societatea Adriatică de Electricitate — Oficiul de studii: *Barajul Maria al Lago.* Aparate de măsurat şi rezultate preliminare ale observaţiilor pe Barajul Maria al Lago (Amplasamentul Fedaia).

10. Sollazzo R.: *Barajul de pămînt de pe torentul Rendina.*

11. Testi S.: *Barajul de pămînt de pe torentul Aja*· Particularităţi geotehnice şi constructive.

12. Vecellio P., Croce A.: *Barajul de pămînt Castelsanvincenzo.*

13. Zanovello A.: *Studii şi observaţii referitoare la problema coborîrii pînzei freatice alimentată din filtraţii prin diguri.*

În plus au fost prezentate un număr de şase rapoarte diferite, şi anume:

14. Cossu P.: *Un instrument pentru măsurarea presiunilor în medii incoherente.*

15. De Angelis C. G., Novelli G.: *Bentonitele de la Ponza. Caracteristicile lor ca materiale impermeabilizante în legătură cu noile cercetări fizice şi chimice.*

16. Gentile C., Friz L., Paolina R., Terracini C.: *Utilizarea amestecurilor de zgură pentru injecţii de cimentare.*

17. Moraldi G.: *Metode rapide pentru determinarea limitei de fluiditate.*

18. Rebaudi A.: *Criterii de proiectare şi de construcţie a unui perete de palplanşe sub albia rîului Po.*

19. Veder C.: *Alunecări de teren; consideraţii asupra posibilităţii ca fenomenele electro-osmotice să fie la originea formaţiunii unor tipuri particulare de alunecare.*

Lucrările conferinţei s-au desfăşurat sub preşedinţia succesivă a prof. F. Marzolo, prof. F. Arredi şi ing. G. Padoan.

În raportul său general asupra temei propuse, intitulat *„Baraje şi diguri din materiale necoezive. Caracteristici ale terenurilor de fundaţie şi ale materialelor. Tehnica experimentală — Criterii de calcul"*, prof. A. Croce a relevat importanţa comunicărilor prezentate şi a arătat că rezultatele referitoare la barajele de pămînt se bazează pe examenul complex al celor 16 baraje din materiale necoezive construite după război în Italia sau în curs de construcţie. În cel de-al doilea raport general, intitulat *„Diguri şi baraje din materiale necoezive. Tipuri constructive. Metode şi maşini de construcţie. Probleme economice"*, ing. D. Finzi a delimitat pe scurt caracteristicile (înălţime şi volum de lucrări, volum acumulat, raportul dintre volumul acumulat şi volumul barajului) barajelor construite în Italia.

Comunicările şi rapoartele generale prezentate la conferinţă vor fi publicate în revista „Geotehnica". Asociaţia Geotehnică Italiană îşi propune să cuprindă în volum atît comunicările, cît şi discuţiile.

Ing. A. F.

Index alfabetic

Editoriale

23 August, nr. *4*, p. 147.
7 Noiembrie, nr. *5*, p. 195.
A X-a aniversare a Republicii Populare Romîne, nr. *6*, p. 243.
Cercetările hidraulice în activitatea hidrotehnică din R.P.R., nr. *6*, p. 244.

Articole tehnico-ştiinţifice

Abramescu T., *Cotovu V.* şi *Botea E.*: Consolidarea malurilor oraşului Constanţa (I şi II) nr. *2*, p. 49 şi nr. *3*, p. 110.
Agent R. şi *Schubert I.*: Simplificări şi sistematizări în calculul reţelelor de distribuţie inelare, nr. *1*, p. 26.
Amaftiesei R. şi *Cioc D.*: Metode grafice de calcul hidraulic la un complex fluvial ,nr. *6*, p. 266.
Antonescu I. şi *Bally R. J.*: Aplicarea în practică a electrosilicatării nisipurilor fine acvifere, nr. *5*, p. 206.
Arvanitopol A., *Caraiani L.* şi *Mîndru R.*: Calculul infiltraţiei prin digurile de pămînt omogen, în regim nestaţionar, nr. *4*, p. 179.
Bally R. J.: Observaţii asupra coeficientului de siguranţă în calculul stabilităţii taluzelor, nr. *2*, p. 59.
Bally R. J. şi *Antonescu I.*: Aplicarea în practică a electrosilicatării nisipurilor fine acvifere, nr. *5*, p. 206.
Baron Cristea Z. şi *Ghederim V.*: Contribuţii practice la aplicarea dozei de coagulant în instalaţiile centrale de apă, nr. *3*, p. 126.
Bărglăzan A.: Din activitatea unui laborator de cercetări hidraulice, nr. *6*, p. 247.
Bernacki I.: Problema apelor în R.P.R., nr. *3*, p. 101.
Boisnard J., *Mateescu Cr.* şi *Vladimirescu I.*: Consideraţii generale privind economia apelor din R.P.R., nr. *4*, p. 152.
Botea E., *Abramescu T.* şi *Cotovu V.*: Consolidarea malurilor oraşului Constanţa (I şi II), nr. *2*, p. 49 şi nr. *3*, p. 110.
Caraiani L., *Arvanitopol A.* şi *Mîndru R.*: Calculul infiltraţiei prin digurile de pămînt omogen, în regim nestaţionar, nr. *4*, p. 179.
Cioc D. şi *Amaftiesei R.*: Metode grafice de calcul hidraulic la un complex fluvial, nr. *6*, p. 266.
Cioc D. şi *Spătaru A.*: Distorsiuni şi abateri la modelele fluviale cu pat fix, nr. *6*, p. 250.
Cotovu V., *Botea E.* şi *Abramescu A.*: Consolidarea malurilor oraşului Constanţa (I şi II), nr. *2*, p. 49 şi nr. *3*, p. 110.
Cotovu V.: Diguri portuare pe coasta romînească, nr. *4*, p. 165.
Deciu E.: Consideraţii asupra coeficientului de cavitaţie la pompe, nr. *5*, p. 223.
Delican D. şi *Filotti A.*: Studiul hidraulic redus al amplasamentului unui pod, nr. *6*, p. 279.
Drimmer G., *Wisner P. Triteanu O.* şi *Mitric A.*: Cercetări pe model şi în natură asupra captărilor secundare ale uzinelor hidroelectrice, nr. *6*, p. 254.
Filotti A.: Consideraţii asupra eforturilor în conducte autoportante subţiri încastrate la capete, nr. *5*, p. 212.
Filotti A. şi *Delican D.*: Studiul hidraulic redus al amplasamentului unui pod, nr. *6*, p. 279.
Georgescu P. şi *Zarea St.*: Utilizarea izotopilor radioactivi în unele domenii ale hidrotehnicii (II), nr. *1*, p. 32.
Ghederim V. şi *Cristea Baron Z.*: Contribuţii practice la aplicarea dozei de coagulant în instalaţiile centrale de apă, nr. *3*, p. 126.
Greceanu N. şi *Ştefulescu I.*: Principiile de amenajare a Deltei Dunării, nr. *1*, p. 8.
Haret C.: Irigaţiile în R. P. Bulgaria (I şi II), nr. *1*, p. 19 şi nr. *2*, p. 73.
Hîncu S.: Despre calculul economic al reţelelor de distribuţie inelare la alimentări cu apă, nr. *3*, p. 122.
Hîncu S. şi *Kahan M.*: Studiul fenomenelor hidraulice în curenţi de aer, nr. *4*, p. 174.
Hîncu S.: Consideraţii teoretice referitoare la dinamica aluviunilor şi la modelarea fenomenelor de transport aluvionar, nr. *6*, p. 270.
Iamandi C. şi *Kahan M.*: Metoda de calcul al racordării biefurilor în regim de fund, nr. *2*, p. 65.
Ionescu-Siseşti D.: Execuţia săpăturilor sub nivelul freatic prin metoda coborîrii nivelului apei cu ajutorul filtrelor aciculare, nr. *3*, p. 113.
Kahan M. şi *Iamandi C.*: Metoda de calcul al racordării biefurilor în regim de fund, nr. *2*, p. 65.
Kahan M. şi *Hîncu S.*: Studiul fenomenelor hidraulice în curenţi de aer, nr. *4*, p. 174.
Lehr H.: Probleme de echilibru limită şi de curgere plastică în calculele de stabilitate a taluzelor, nr. *5*, p. 297.
Mateescu Cr., *Vladimirescu I.* şi *Boisnard J.*: Consideraţii generale privind economia apelor în R.P.R., nr. *4*, p. 125.
Melzer A.: Calculul bazinelor de retenţie a apelor de ploaie la canalizări, nr. *1*, p. 16.
Melzer A.: Cu privire la determinarea distanţelor de protecţie sanitară la captările de apă sanitară, nr. *3*, p. 119.
Mihai I. P.: Unele aspecte ale calculului elementelor încovoiate de armobeton, nr. *5*, p. 227.
Mihail D.: Metode topografice pentru măsurarea deformaţiilor barajelor, nr. *5*, p. 216.
Mitric A., *Wisner P.*, *Triteanu O.* şi *Drimmer G.*: Cercetări pe model şi în natură asupra captărilor secundare ale uzinelor hidroelectrice, nr. *6*, p. 254.
Mîndru R., *Arvanitopol A.* şi *Caraiani L.*: Calculul infiltraţiei prin digurile de pămînt omogen, în regim nestaţionar, nr. *4*, p. 179.
Moldovan V.: Influenţa lignosulfonatului de calciu asupra proprietăţilor pastelor de ciment, nr. *1*, p. 4.
Pavel D.: Amenajarea Dunării superioare, nr. *3*, p. 105.
Schubert I. şi *Agent R.*: Simplificări şi sistematizări în calculul reţelelor de distribuţie inelare, nr. *1*, p. 26.
Spătaru A.: Modelul cu pat fix Dunărea-Bala-Borcea, nr. *6*, p. 279.
Spătaru A. şi *Cioc D.*: Distorsiuni şi abateri la modelele fluviale cu pat fix, nr. *6*, p. 250.
Steopoe A.: Despre acţiunea adaosurilor superficial-active asupra proprietăţilor tehnice ale pastelor şi betoanelor de ciment, nr. *1*, p. 1.
Ştefănescu A.: Dimensionarea instalaţiei de hidrofor, nr. *4*, p. 183.
Ştefulescu I. şi *Greceanu N.*: Principiile de amenajare a Deltei Dunării, nr. *1*, p. 8.
Topală E.: Consideraţii asupra proiectării staţiilor de hidrofor la întreprinderile industriale, nr. *2*, p. 78.
Triteanu O., *Wisner P.*, *Drimmer G.* şi *Mitric A.*: Cercetări pe model şi în natură asupra captărilor secundare ale uzinelor hidroelectrice, nr. *6*, p. 254.
Wisner P., *Triteanu O.*, *Drimmer G.* şi *Mitric A.*: Cercetări pe model şi în natură asupra captărilor secundare ale uzinelor hidroelectrice, nr. *6*, p. 254.
Wittenberger A.: Studiul stabilităţii oscilaţiilor în castelele de echilibru, nr. *1*, p. 36.
Zaharescu E.: Cu privire la ocolirea punctului singular în calculul capacităţii portante a fundaţiilor rigide, nr. *4*, p. 188.
Zarea St. şi *Georgescu P.*: Utilizarea izotopilor radioactivi în unele domenii ale hidrotehnicii (II), nr. *1*, p. 32.

ORSZÁGOS·MŰSZAKI·K

Note

Pavel D. : Hidrocentrul Tasngpo-Tibet, nr. *1*, p. 41.
Rabinovici I. : Indicaţii privind exploatarea tehnică a staţiilor de epuraţie de la o rafinărie de petrol, nr. *3*, p. 134.
Steopoe A. : Cercetări actuale în domeniul tehnologiei betonului hidrotehnic în U.R.S.S., nr. *2*, p. 85.
* * * : Metode de studii aplicabile la lucrările de hidroamelioraţii, nr. *3*, p. 136.

Cronica (în ordinea apariţiei)

Al IX-lea Congres Internaţional de Mecanică Aplicată, nr. *1*, p. 47.
Institutul hidrometric : Inginer „Jaroslav Cerni", Belgrad, R.P.F. Iugoslavia, nr. *2*, p. 87.
Concluzii statistice asupra activităţii mondiale de cercetări hidraulice, nr. *5*, p. 233.
Conferinţa mondială a energiei, Belgrad, 1957, nr. *6*, p. 283.
Microoptica, electronica, izotopi în studiul proceselor din albii. Consfătuirea de la Academia de Ştiinţe a U.R.S.S., nr. *6*, p. 284.
Al 19-lea Congres Internaţional de Navigaţie, nr. *6*, p. 285.
Recente inundaţii marine, nr. 6, p. 285.

Din activitatea A.S.I.T.

Şedinţa lărgită a Biroului Consiliului Central A.S.I.T., nr. *2*, p. 89.

Documentare

Nr. *1*, p. 42 ; nr. *2*, p. 90. nr. *3*, p. 137 ; nr. *4*, p. 191 ; nr. *5*, p. 237.

Recenzii

Nr. *3*, p. 142 ; nr. *5*, p. 240.

INGINERI ŞI TEHNICIENI,

ABONAŢI-VĂ pe anul 1958 la revistele tehnice de specialitate elaborate de Asociaţia Ştiinţifică a Inginerilor şi Tehnicienilor, care aduc la cunoştinţa cadrelor tehnice din producţie, învăţămînt cercetare şi proiectare, ultimele realizări obţinute în ştiinţele tehnice din ţară şi străinătate.

APARE LUNAR:

AUTOMATICA ŞI ELECTRONICA
CONSTRUCŢII ŞI MATERIALE DE CONSTRUCŢII
REVISTA DE CHIMIE
CELULOZĂ ŞI HÎRTIE
ELECTROTEHNICĂ
ENERGETICA
HIDROTEHNICA
INDUSTRIA LEMNULUI
INDUSTRIA UŞOARĂ
REVISTA MINELOR
REVISTA PĂDURILOR
PETROL ŞI GAZE
TELECOMUNICAŢII
REVISTA DE TEXTILE
REVISTA TRANSPORTURILOR

Un abonament anual pentru ingineri şi tehnicieni lei 30, pentru biblioteci, instituţii, combinate tehnice etc. Lei 96, prin cont virament Nr. 071012 DOC B.R.P.R.

Abonamentele se primesc la sediul Consiliului Central A.S.I.T. din CALEA VICTORIEI, 118.

„REVISTA HIDROTEHNICA", organ al Asociaţiei Ştiinţifice a Inginerilor şi Tehnicienilor din R.P.R. — Redacţia: Bucureşti, Str. Ion Ghica Nr. 3, Raion Tudor Vladimirescu, Telefon: 3.07.30 — 3.57.28 — Administraţia şi Casieria : Calea Victoriei. Nr. 118, Raion I. V. Stalin — Revista este editată de A. S. I. T. — Abonamentele se primesc la sediile filialelor şi subfilialelor A.S.I.T. din întreaga ţară precum şi prin responsabilii cu presa din cercurile A.S.I.T. — Instituţiile pot achita abonamentele pentru biblioteci şi cabinetele tehnice în contul nostru de virament : Consiliul Central A.S.I.T. 071.012 B. R. P. R. Filiala I. V. Stalin, Bucureşti. — Tarif penrtu întreprinderi : lei 96 anual ; — Tarif pentru muncitori, tehnicieni şi ingineri : lei 30 anual; — Preţul unui exemplar: lei 5.

Intreprinderea Poligrafică Nr. 2, Bucureşti, str. Brezoianu nr. 23—25, c. 3495

Lei 5